



Escola de Camins

Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

TESIS DE MASTER

MASTER

TÍTULO

AUTOR

TUTOR

ESPECIALIDAD

FECHA

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	3
2. OBJETIVOS	4
2.1. General	4
2.2. Específico	4
2.3. Alcance y limitaciones	4
3. ESTADO DEL ARTE	4
3.1. Clasificación de los puentes	4
3.1.1. Función	4
3.1.2. Material de construcción	6
3.1.3. Esquema estructural	6
3.2. Zona de sismicidad	7
3.3. Estrategia frente al sismo	8
4. NORMATIVA	9
5. MATERIALES	9
6. PARÁMETROS DE CÁLCULO	10
6.1. Coeficientes de seguridad del material	10
6.2. Coeficientes de seguridad de acciones	10
6.3. Factores de simultaneidad	13
6.4. Combinación de acciones	13
6.4.1. Combinaciones para comprobaciones en ELU	13
6.4.2. Combinaciones para comprobaciones en ELS	14
7. DEFINICIÓN DEL PUENTE A ESTUDIAR	14
7.1. Descripción general	14
7.2. Trazado longitudinal	15
7.3. Tablero	16
7.4. Columnas	16
8. ACCIONES SOBRE EL PUENTE	17
8.1.1. Acciones permanentes (G)	17
8.1.2. Acciones permanentes de valor no constante (G^*)	18
8.1.3. Cargas variables (Q)	18
8.1.4. Acciones atmosféricas	19
8.1.5. Acción sísmica	20

9.	PLANTEAMIENTO DEL TRABAJO	20
10.	DISEÑO DEL PUENTE EN SITUACIÓN PERMANENTE	21
10.1.	Modelo estructural.....	21
10.2.	Cálculo pretensado.....	22
10.2.1.	Trazado pretensado	22
10.2.2.	Pérdidas de pretensado	23
10.3.	Resultados	26
10.3.1.	Gráfico Pretensado.....	26
10.3.2.	Gráfico Combinación en ELU	27
10.3.3.	Momento hiperestático del pretensado	27
10.4.	Verificaciones	29
10.4.1.	Verificaciones en ELU	29
10.4.2.	Verificaciones en ELS fisuración	29
10.5.	Armadura pasiva del tablero	31
11.	ANÁLISIS SÍSMICO (Diseño del puente en situación sísmica).....	32
11.1.	Introducción	32
11.2.	Definición geométrica y armado de las columnas	32
11.3.	Acción sísmica	35
11.3.1.	Espectro de respuesta elástica	35
11.4.	Cálculo	38
11.4.1.	Métodos de cálculo	38
11.4.2.	Cálculo modal espectral	38
11.4.3.	Cálculo estático no lineal. Método del empuje incremental (Pushover)	46
12.	RESUMEN Y CONCLUSIONES	48
12.1.	Resumen del estudio	48
12.2.	Conclusiones parciales	49
12.3.	Conclusión final	56
13.	DOCUMENTOS QUE INTEGRAN EL TRABAJO	56
14.	BIBLIOGRAFÍA	56

1. INTRODUCCIÓN

El estudio que se llevará a cabo consiste en diseñar un puente 65m de longitud de tablero pretensado empotrado en las pilas y efectuar un análisis de sensibilidad frente al sismo, para ello la línea de trabajo que se lleva a cabo es la siguiente:

1. Prediseño de la geometría del tablero: Tiene como objetivo definir la acción principal que es la del peso propio de la estructura y sus propiedades mecánicas. Es importante optimizar la geometría por tal de reducir al máximo el peso del tablero, siendo un factor clave que influye en la acción sísmica.
2. Introducción del modelo de barra del puente en el SAP-2000 y cálculo de solicitaciones en ELS (vacío y servicio) de cargas permanentes y sobrecarga de uso.
3. Cálculo del pretensado: se diseñará la fuerza de pretensado para tiempo infinito a partir de las solicitaciones más desfavorables que suelen ser bajo ELS de fisuración. El diseño necesita de alguna iteración. Los pasos para el cálculo de pretensado son:
 - Prediseño de Fuerza pretensado por tal de estimar el número y diámetro de tendones
 - Propuesta de trazado del pretensado
 - Cálculo de la fuerza de pretensado y reajuste de pérdidas instantáneas y diferidas a partir de la solicitación ELS (vacío y servicio)
 - Verificación en ELS, si no es posible volvemos al paso 1.
4. Análisis estructural del pretensado mediante el sistema de fuerzas equivalentes y verificación en ELU y ELS frente a cargas estáticas.
5. Para el análisis de sensibilidad de la estructura frente al sismo, se generará 4 modelos variando el espesor de las columnas. Las columnas incorporarán rótulas plásticas en sus extremos por tal de conseguir una mayor ductilidad y disipación de la acción sísmica.
6. Se definirá la acción sísmica mediante el espectro de respuesta elástica
7. Se definirá el armado de las columnas por criterios de cuantía mínima para zona sísmica y comportamiento de alta ductilidad. En caso que las verificaciones pertinentes no sean satisfactorias, se procederá a reforzar el armado.
8. Cálculo rótula plástica: A partir de la geometría y armado de las columnas se calcula la capacidad resistente de las rótulas, obteniendo las curvas de momento-curvatura de la sección.
9. Se analizará la estructura bajo situación sísmica de cálculo: obtendremos la respuesta máxima de la acción sísmica. Esta respuesta se calcula por los métodos:
 - a. Modal espectral: mediante el espectro de respuesta elástica
 - b. Empuje incremental (pushover): busca la curva de capacidad de la estructura y el punto de desempeño (capacidad de la estructura y demanda sísmica)
10. Verificaciones del modelo: se procede a las verificaciones de los métodos modal espectral y pushover.

2. OBJETIVOS

2.1. General

Se busca adquirir los conocimientos y aprender sobre el dimensionamiento de puentes con tablero pretensado y las estrategias de protección frente al sismo aprovechando la ductilidad de las columnas.

2.2. Específico

- Estudiar el dimensionamiento de un tablero tipo losa con aligeramientos y pretensado postesado.
- Estudiar la respuesta estructural de un puente pórtico bajo acciones estáticas
- Estudiar las acciones sísmicas por métodos de cálculo elástico de respuesta dinámica y por cálculos estáticos no lineal.
- Estudiar la respuesta estructural de un puente pórtico bajo acciones sísmicas
- Estudiar el comportamiento resistente y ductilidad de las columnas en rango no lineal
- Estudiar el comportamiento estructural y resistente al variar el espesor de las columnas.
- Aprender el uso de programas estructurales como SAP-2000 y potenciar el conocimiento y programación de hojas Excel.

2.3. Alcance y limitaciones

- Alcances
 - Diseño tablero tipo losa con aligeramientos
 - Diseño del pretensado, trazado y sus pérdidas
 - Diseño de rótulas plásticas en columnas de hormigón armado
 - Diseño sísmico del puente por método modal espectral y pushover
 - Análisis de sensibilidad frente al sismo de un puente con las columnas empotradas al tablero, variando el espesor de las columnas
- Limitaciones
 - Al tratarse de un estudio académico, el estudio no tiene datos concretos en cuanto a ubicación y tipo de terreno, se ha procedido a estimaciones y consideraciones para terrenos medios.
 - Se desprecia las acciones de viento, nieve y fuerzas horizontales de arranque y frenado. Sus efectos son menores debido a la geometría y longitud del puente en comparación con la que genera el peso propio y la acción sísmica
 - Se desprecia el análisis elementos de la superestructura y de la subestructura del puente como estribos, aparatos de apoyo y cimentación.

3. ESTADO DEL ARTE

3.1. Clasificación de los puentes

Los puentes pueden clasificarse según su funcionalidad, material de los que están formados, por su esquema estructural o en función de la longitud de su luz.

3.1.1. Función

Los puentes se pueden clasificar según su funcionalidad en:

- **Puentes peatonales:** también conocidos como pasarelas, su finalidad es la de permitir pasos seguro o salvar obstáculos a las personas. Sus materiales pueden ser diversos como en hormigón armado, metálicos o madera entre otros.



Figura 1 Puente peatonal sobre el río de Nervion en Bilbao Provincia de Vizcaya, España

- **Puentes de carretera:** su finalidad es la de salvar obstáculos y unir vías de carreteras.



Figura 2 Puente internacional del Guadiana. España-Portugal

- **Puente de ferrocarriles:** por tal de permitir el paso de ferrocarriles y trenes de alta velocidad.



Figura 3 Puente de ferrocarril en Sant boi de Llobregat. España

3.1.2. Material de construcción

Según el material de los que están compuestos, entre los más comunes:

- Puentes de hormigón armado
- Puentes de hormigón pretensado
- Puentes de Acero
- Puentes mixtos
- Puentes de madera

3.1.3. Esquema estructural

Según su comportamiento estructural pueden dividirse en 2 grandes grupos, que son los fijos y los móviles. Estos a su vez tienen subdivisiones:

Puentes Fijos

- **Puente viga:** Puentes apoyados directamente sobre columnas y/o estribos, siendo de los esquemas más simples, supuesto que trabaja como una viga simplemente apoyada. Es un tipo de puente óptimo para luces cortas, puesto que con longitudes de más de 25m las cargas por peso propio se incrementan bastante.
- **Puente Pórtico:** Esta tipología de puente, destaca por la redistribución de la ley de momentos en el tablero debido al empotramiento de las columnas en los mismos. Reduciendo la ley de momentos notablemente en el centro de luz respecto de los de tipo viga. Esta tipología permite salvar distancias medias, aumentando más las luces de trabajo si se combina con pretensado y/o tablero de canto variable.
- **Puente arco:** Esta tipología estructural destaca por trabajar fundamentalmente a compresiones, factor que depende principalmente de su forma. Cabe destacar que las reacciones en sus apoyos son realmente importantes y es necesario tenerlas presente si no hay un entorno que puedan recibirlas, otra condicionante puede ser su procedimiento constructivo por tema de costes. Destaca por su elegancia en la forma, alta resistencia y puede alcanzar luces importantes.
- **Puentes sujetos por cables:** Dentro de esta categoría están los extradosados, atirantados y puentes colgantes, pudiendo alcanzar estos últimos grandes luces, sobre

todo la tipología de puentes colgantes que ostenta el record mundial con una luz de 1991m.



Figura 4 Puente colgante Akashi Kaikyo. Jaón

3.2. Zona de sismicidad

Los terremotos son movimientos bruscos del suelo con grandes aceleraciones y que ocurre en una duración de tiempo pequeña.

Los sismos pueden ser ocasionados por la rotura de la corteza terrestre, movimientos de fallas o erupciones volcánicas entre otras.

Los límites entre placas continentales, delimitan claramente unas zonas de alta sismicidad. En las 2 figuras siguientes se puede observar la relación entre las placas continentales y la zona de principales terremotos:

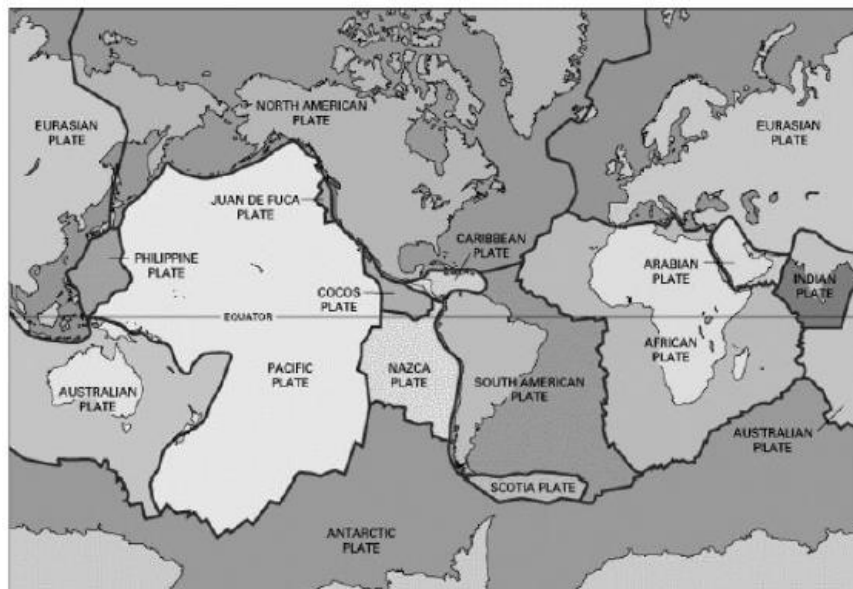


Figura 5 Placas continentales

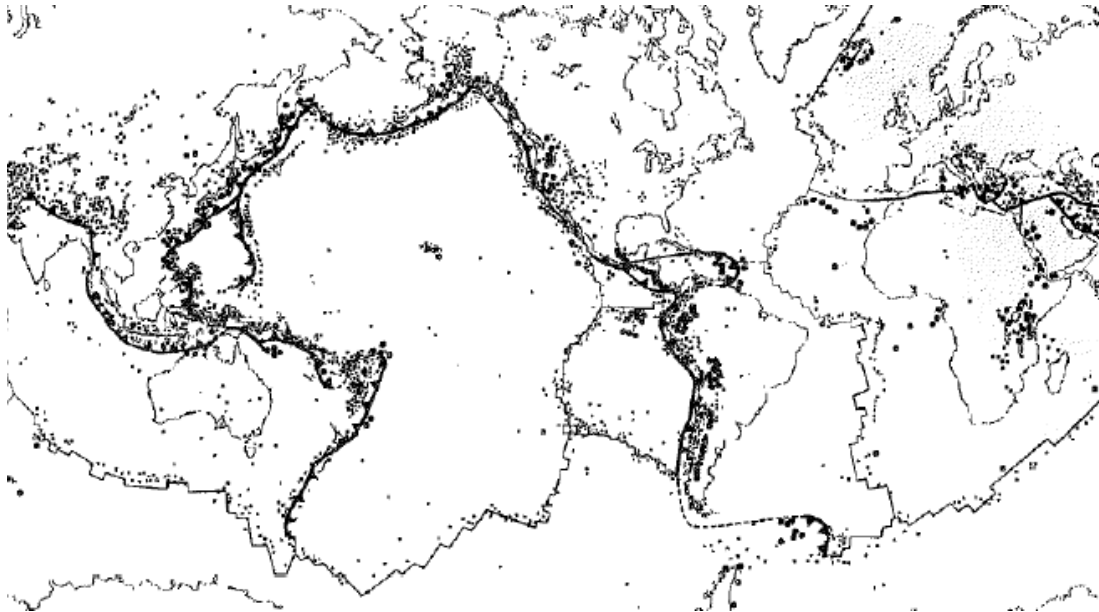


Figura 6 Zona de sismicidad mundial. Principales terremotos

3.3. Estrategia frente al sismo

La aceleración del terreno produce una respuesta estructural en el puente. De manera simplificada, se puede expresar este concepto con la ecuación diferencial armónica de 2do orden:

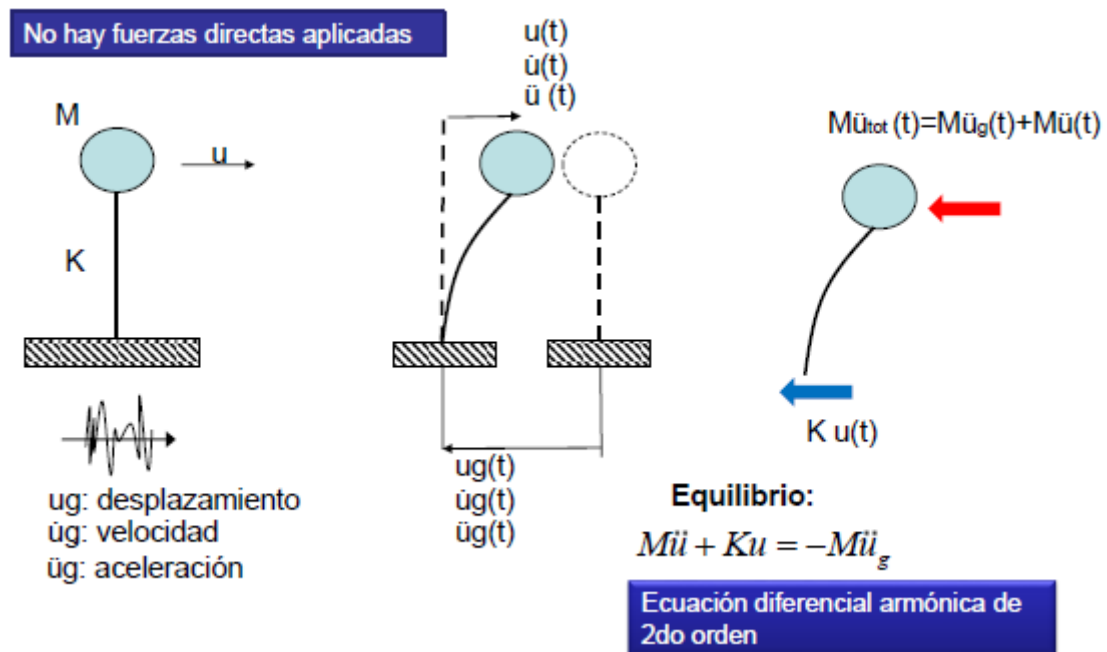


Figura 7 Esquema simplificado de una estructura sometido a la aceleración del terreno. Fuente Dr Jesús M. Bairán

De la ecuación cabe destacar que no existen fuerzas directas aplicadas y que los esfuerzos internos generados dependen de la propia estructura, es decir de la rigidez K y de la masa de la estructura M .

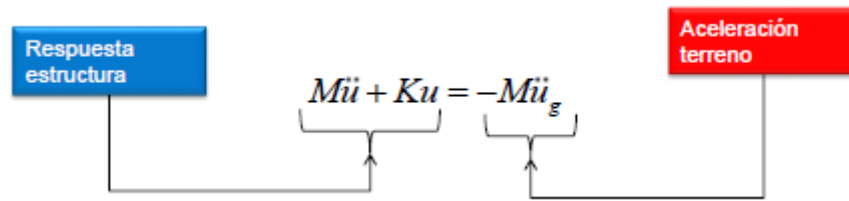


Figura 8 Esquema aceleración del terreno-Respuesta estructura. Fuente Dr Jesús M. Bairán

La estrategia frente al sismo o la estrategia para reducir sus efectos se deducen de esta ecuación.

- Si la masa de la estructura es mínima $M \rightarrow 0$, no hay esfuerzos al no haber efecto inercial.
- Si la rigidez es mínima $K \rightarrow 0$, no hay oposición al movimiento, no hay esfuerzos que hay grandes desplazamientos
- Si la rigidez es muy grande $M \rightarrow \infty$, no hay movimiento relativo, la masa se mueve igual que el suelo.

Por tanto está claro que los objetivos a perseguir son reducir al máximo la masa en la estructura y buscar un equilibrio en cuanto a la rigidez de la estructura para poder asumir ciertos desplazamientos controlados y reducir la aceleración a la que está sometido la estructura. Puesto que una estructura muy poco rígida, presentará desplazamientos excesivos que puedan comprometer a la estabilidad de la estructura y una rigidez importante conlleva asumir grandes aceleraciones en la estructura. Esto último, puede afectar al dimensionamiento y el coste de la estructura.

4. NORMATIVA

Las normativas aplicadas en el estudio son las siguientes:

Materiales y capacidad resistente:

- EHE-08 Instrucción del Hormigón Estructural

Acciones:

- IAP-11 Instrucción sobre las acciones a considerar en proyectos de puentes de carretera

Análisis sísmico:

- NCSP-07 Norma de Construcción Sismorresistente. Puentes
- EC8-02 Proyecto de estructuras Sismorresistente. Puentes
- ATC-40 Applied Technology Council. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings

5. MATERIALES

Empleamos distintos materiales para el diseño del puente en cuanto al hormigón y armado según el elemento estructural.

Para puentes en zonas sísmicas, con independencia del tipo de comportamiento que se diseñe, para elementos de hormigón estructural la norma marca el uso de armadura de alta ductilidad según la instrucción EHE-08.

Hormigón

- Hormigón de limpieza HM-20
- Tablero HP-45/B/20/IIa
- Columnas HA-30/B/20/IIa
- Cimentación HA-30/B/20/IIa

Armado

- Armadura pasiva: acero corrugado B500-SD
- Armadura activa: cordones de 7 alambres Y 1860 S7

6. PARÁMETROS DE CÁLCULO

6.1. Coeficientes de seguridad del material

Los coeficientes de seguridad del material se toman los valores de la instrucción EHE-08

Hormigón

- $\gamma_c = 1,5$ (Situación persistente o transitoria)
- $\gamma_c = 1,0$ (Accidental)

Armadura pasiva

- $\gamma_s = 1,15$ (Situación persistente o transitoria)
- $\gamma_s = 1,0$ (Accidental)

Armadura activa

- $\gamma_s = 1,15$ (Situación persistente o transitoria)
- $\gamma_s = 1,0$ (Accidental)

6.2. Coeficientes de seguridad de acciones

Los coeficientes de seguridad de las acciones tanto para ELU como en ELS, se toman los valores de la IAP-11

Coeficiente de seguridad de acciones en ELU

**TABLA 6.2-b COEFICIENTES PARCIALES PARA LAS ACCIONES γ_F
(PARA LAS COMPROBACIONES RESISTENTES)**

ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,35
	Carga muerta	1,0	1,35
Permanente de valor no constante (G*)	Pretensado P_1	1,0	1,0 / 1,2 ⁽¹⁾ / 1,3 ⁽²⁾
	Pretensado P_2	1,0	1,35
	Otras presolicitaciones	1,0	1,0
	Reológicas	1,0	1,35
	Empuje del terreno	1,0	1,5
	Asientos	0	1,2 / 1,35 ⁽³⁾
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,35
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,5
	Acciones climáticas	0	1,5
	Empuje hidrostático	0	1,5
	Empuje hidrodinámico	0	1,5
	Sobrecargas de construcción	0	1,35

Figura 9 Coeficientes de seguridad de las acciones en ELU. Fuente IAP-11

Coeficiente de seguridad de acciones en ELS

TABLA 6.2-c COEFICIENTES PARCIALES PARA LAS ACCIONES γ_F (ELS)

ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,0
	Carga muerta	1,0	1,0
Permanente de valor no constante (G*)	Pretensado P_1	0,9 ⁽¹⁾	1,1 ⁽¹⁾
	Pretensado P_2	1,0	1,0
	Otras presolicitaciones	1,0	1,0
	Reológicas	1,0	1,0
	Empuje del terreno	1,0	1,0
	Asientos	0	1,0
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,0
	Sobrecarga de uso	0	1,0
Variable (Q)	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,0
	Acciones climáticas	0	1,0
	Empuje hidrostático	0	1,0
	Empuje hidrodinámico	0	1,0
	Sobrecargas de construcción	0	1,0

Figura 10 Coeficientes de seguridad de las acciones en ELS. Fuente IAP-11

6.3. Factores de simultaneidad

TABLA 6.1-a FACTORES DE SIMULTANEIDAD ψ

ACCIÓN			ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga de uso	gr 1, Cargas verticales	Vehículos pesados	0,75	0,75	0
		Sobrecarga uniforme	0,4	0,4	0 / 0,2 ⁽¹⁾
		Carga en aceras	0,4	0,4	0
	gr 2, Fuerzas horizontales		0	0	0
	gr 3, Peatones		0	0	0
	gr 4, Aglomeraciones		0	0	0
	Sobrecarga de uso en pasarelas		0,4	0,4	0
Viento	F_{wk}	En situación persistente	0,6	0,2	0
		En construcción	0,8	0	0
		En pasarelas	0,3	0,2	0
Acción térmica	T_k		0,6	0,6	0,5
Nieve	$Q_{sn,k}$		0,8	0	0
Acción del agua	W_k	Empuje hidrostático	1,0	1,0	1,0
		Empuje hidrodinámico	1,0	1,0	1,0
Sobrecargas de construcción	Q_c		1,0	0	1,0

(1) El factor de simultaneidad ψ_2 correspondiente a la sobrecarga uniforme se tomará igual a 0, salvo en el caso de la combinación de acciones en situación sísmica (apartado 6.3.1.3), para la cual se tomará igual a 0,2.

Figura 11 Factores de simultaneidad. Fuente IAP-11

6.4. Combinación de acciones

6.4.1. Combinaciones para comprobaciones en ELU

- En situación persistente o transitoria:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} \cdot G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$ Valor característico de las acciones permanentes

$G_{k,m}^*$ Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante

$Q_{k,1}$ Valor característico de la acción variable dominante

$\psi_{0,i} Q_{k,i}$ Valor de combinación de acciones variables concomitantes con la acción variable dominante

$\gamma_G ; \gamma_Q$ Coeficientes parciales de las acciones

- En situación sísmica:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} G_{k,m}^* + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + A_{Ed}$$

$G_{k,j}$ valor representativo de cada acción permanente

$G_{k,m}^*$ valor representativo de cada acción permanente de valor no constante

$\psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}$ valor casi – permanente de la sobrecarga de uso (según tabla 6.1a)

A_{Ed} valor de cálculo de la acción sísmica

6.4.2. Combinaciones para comprobaciones en ELS

- Combinación característica:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} \cdot G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Combinación frecuente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} \cdot G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Combinación casi-permanente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} \cdot G_{k,m}^* + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

7. DEFINICIÓN DEL PUENTE A ESTUDIAR

7.1. Descripción general

La estructura a estudiar es un paso superior de Autopista de 65m de longitud total en tablero de hormigón pretensado, con las pilas empotradas al tablero. La plataforma consta de 2 carriles, arcenes y barrera de protección.

La plataforma consta de:

- 2 Calzadas de 3,5 m (uno en cada dirección)
- 2 Arcenes de 2,5m
- 2 Barreras de protección con imposta 0,5m

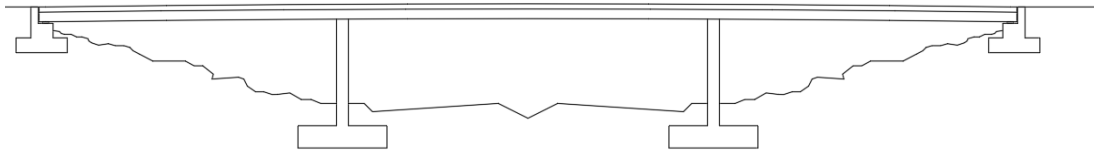
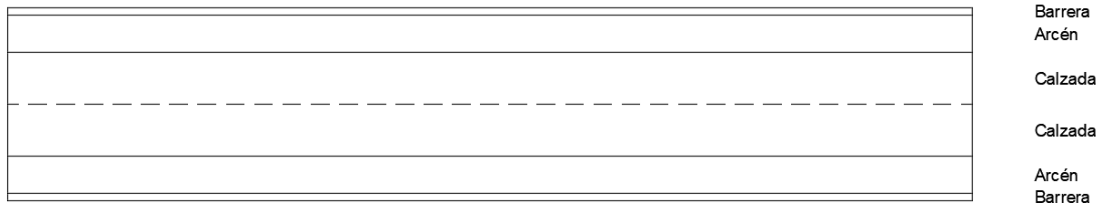


Figura 12 Vista general de la planta y el alzado del paso superior de autopista

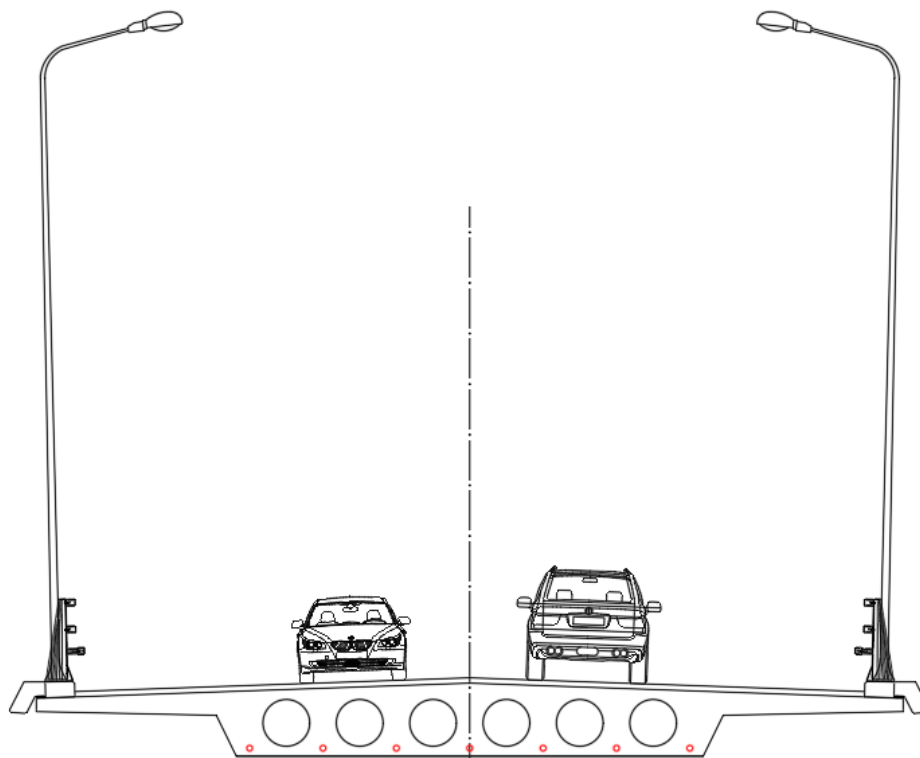


Figura 13 Vista general de la plataforma de 2 carriles con arcenes en sus extremos

7.2. Trazado longitudinal

Puente 65m de longitud de 3 vanos con luces de 20 + 25 + 20, tablero pretensado de trazado parabólico

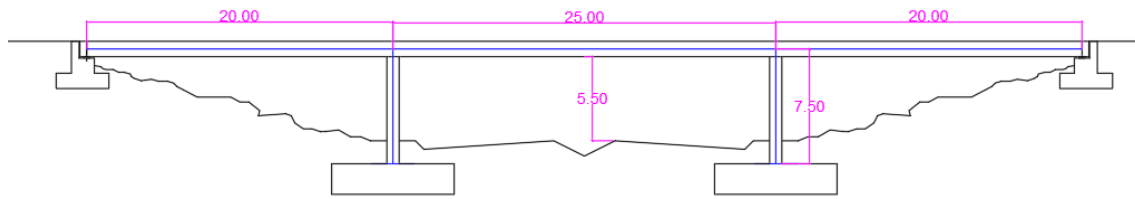


Figura 14 Sección longitudinal y dimensiones del puente

7.3. Tablero

La plataforma del puente es un tablero tipo losa aligeramientos de hormigón pretensado de canto constante.

La dimensión del tablero es de 13m de ancho y 1m de canto, consta de 6 aligeramientos de 0,35m de diámetro y 7 tendones de pretensado postesado. Los detalles de su geometría están acotadas en la figura siguiente:

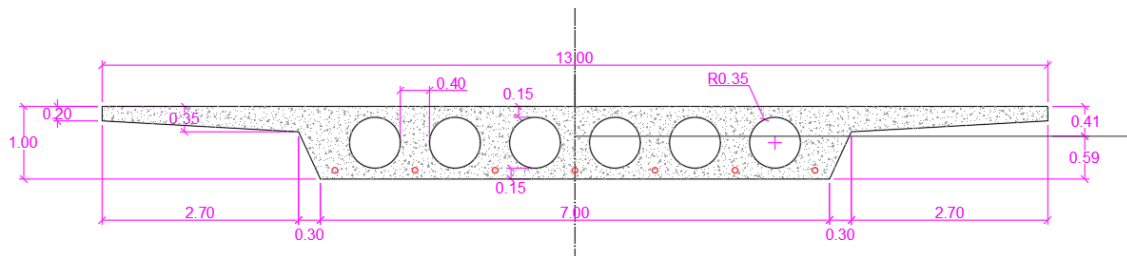


Figura 15 Sección transversal y cotas de la plataforma

Características mecánicas del tablero		
A	[m ²]	6,58
h	[m]	1,00
I _y	[m ⁴]	0,63
I _z	[m ⁴]	64,10
v	[m]	0,41
v'	[m]	0,59

Tabla 1 Propiedades mecánicas del tablero

7.4. Columnas

Las columnas son rectangulares, de hormigón armado y empotrados al tablero, altura de columna desde la línea media de la plataforma hasta la cara superior de cimentación es de $h = 7,5\text{m}$. Para la primera parte del trabajo que es el diseño en situación permanente, la geometría de la columna con la que trabajaremos será de 80×500 , y para el análisis sísmico estudiaremos el cambio de espesor de las columnas añadiendo modelos con columnas de 40×500 , 60×500 y 100×500 .

Mantenemos constante la altura y la longitud transversal de las columnas, variando solamente el espesor de la misma.

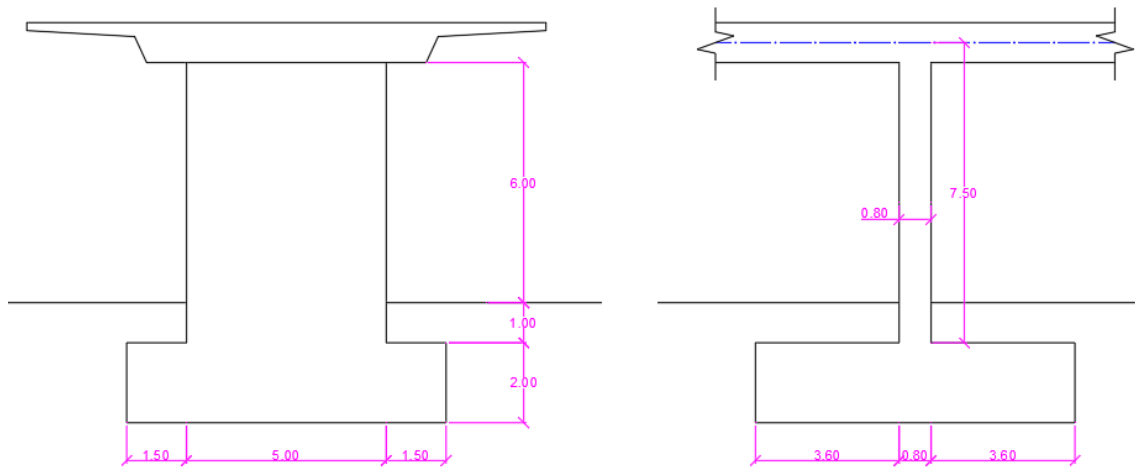


Figura 16 Alzado longitudinal y transversal de las columnas. Modelo 3 COL 80x500

8. ACCIONES SOBRE EL PUENTE

Se consideran los valores característicos de las acciones según marca la normativa IAP-11 de acciones a considerar en puentes de carretera.

El estudio se centra en el diseño del tablero pretensado en situación permanente y en la segunda parte, el análisis de sensibilidad frente al sismo, por ello no se considera el efecto de las acciones de frenado y arranque, viento y nieve en el puente. Principalmente por su valor reducido y para no distorsionar los resultados del estudio centrado en acciones de carga gravitatoria, fuerza del pretensado y la acción sísmica.

8.1.1. Acciones permanentes (G)

- Peso propio (g₁)

Se calcula a partir de la geometría (sección transversal y longitudinal) del tablero y la densidad del material, en nuestro caso de hormigón armado:

$$\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$A_c = 6,58 \text{ m}^2$$

$$g_1 = A_c \cdot \gamma_c = 6,58 \cdot 25 = 164,52 \text{ KN/m}$$

- Cargas muertas (g₂)

- Peso pavimento de calzada: Se considera un espesor máximo de 8cm, incluido capas de impermeabilización y capas de regulación.

$$\gamma_b = 23 \text{ KN/m}^3$$

$$b_{\text{tablero}} = 13 \text{ m}$$

$$e_{\text{pavimento}} = 0,1 \text{ m}$$

$$g_{2,1} = b_{\text{tabl}} \cdot e_{\text{pav}} \cdot \gamma_b = 13 \cdot 0,08 \cdot 23 = 23,92 \text{ KN/m}$$

- Peso pretilos metálicos e imposta: se considera uno por cada lado, peso aproximado 1,56 KN/m

$$g_{2,2} = 2 \cdot 1,56 = 3,12 \text{ KN/m}$$

- Peso resto servicios: se considera como valor aproximado el 50% del peso del pavimento

$$g_{2,2} = 50\%g_{2,1} = 23,92 \cdot 0,5 = 11,96 \text{ KN/m}$$

Por tanto una carga muerta total de:

$$g_2 = 39 \text{ KN/m}$$

8.1.2. Acciones permanentes de valor no constante (G*)

- Pretensado: La obtención de la fuerza de pretensado y sus pérdidas se detallan en el Anejo 2 Cálculo pretensado.
- Acciones reológicas: No se consideran

8.1.3. Cargas variables (Q)

La norma IAP-11 explica cómo se debe considerar las cargas. La plataforma del puente se debe dividir en carriles virtuales.

A efectos de la aplicación de la instrucción, se define como plataforma del tablero de un puente de carretera la superficie apta para el tráfico rodado (incluyendo arcenes y marcas viales) situada a nivel de calzada y comprendida entre bordillos de acera si existen o entre caras interiores de pretilas.

Por tanto, para el caso que nos ocupa el ancho de la plataforma entre pretilas es de 12m. A continuación se presenta una tabla en la se define el nº de carriles virtuales en función del ancho de la plataforma.

TABLA 4.1-a DEFINICIÓN DE LOS CARRILES VIRTUALES

ANCHURA DE LA PLATAFORMA (w)	NÚMERO DE CARRILES VIRTUALES (n _i)	ANCHURA DEL CARRIL VIRTUAL (w _i)	ANCHURA DEL ÁREA REMANENTE
w < 5,4 m	n _i = 1	3 m	w - 3 m
5,4 m ≤ w < 6 m	n _i = 2	$\frac{w}{2}$	0
w ≥ 6 m	$n_i = \text{ent} \left(\frac{w}{3} \right)$	3 m	w - 3n _i

Figura 17 Definición de los carriles virtuales. Fuente IAP-11

$$n_i = \frac{12}{3} = 4 \quad n^o \text{ carriles virtuales}$$

$$w - n_i = 12 - 3 \cdot 4 = 0 \quad \text{Anchura área remanente}$$

Cargas verticales:

Se considera la actuación simultánea de vehículos pesados (Q_{ik}) y sobrecarga uniforme (q_{ik}) según el número de carriles virtuales y en la proporción que establece la tabla 4.1-b de la IAP-11 que adjuntamos a continuación:

TABLA 4.1-b VALOR CARACTERÍSTICO DE LA SOBRECARGA DE USO

SITUACIÓN	VEHÍCULO PESADO $2Q_k$ [kN]	SOBRECARGA UNIFORME q_k (ó q_{rk}) [kN/m ²]
Carril virtual 1	2 · 300	9,0
Carril virtual 2	2 · 200	2,5
Carril virtual 3	2 · 100	2,5
Otros carriles virtuales	0	2,5
Área remanente (q_k)	0	2,5

Figura 18 Valores característicos de la sobrecarga de uso. Fuente IAP-11

La distribución de la sobrecarga uniforme y de vehículos, así como las separaciones longitudinal y transversal puede apreciarse en la siguiente figura:

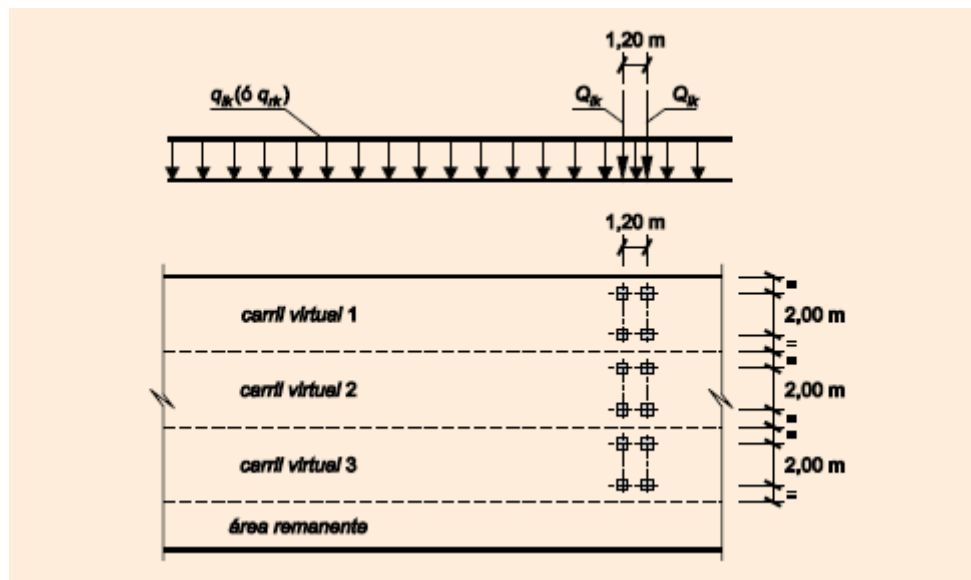


Figura 19 Distribución de vehículos pesados y sobrecarga uniforme. Fuente IAP-11

Por tanto, la carga total vertical debido a sobrecarga uniforme y vehículo pesado es la siguiente:

$$Q_k = 2 \cdot 300 + 2 \cdot 200 + 2 \cdot 100 + 0 = 1200 \text{ KN}$$

$$q_k = (9 + 2,5 + 2,5 + 2,5) \times 3 = 49,5 \text{ KN/m}$$

Para un análisis en un modelo de barras, el peso de vehículos en cualquier posición separados longitudinalmente 1,2m toma el valor de $Q_k = 2 \cdot 600 \text{ KN}$

Cargas horizontales:

Las cargas horizontales como el arranque y frenado no se consideran.

8.1.4. Acciones atmosféricas

Viento y nieve no se consideran

8.1.5. Acción sísmica

El cálculo de la acción sísmica se resume en el apartado 11.3 Acción sísmica y se detalla en mayor profundidad en el Anejo 4 Acción sísmica. Espectro de respuesta elástica

9. PLANTEAMIENTO DEL TRABAJO

Los objetivos del estudio son diseñar un puente de tablero pretensado empotrado en las pilas y efectuar un análisis de sensibilidad frente al sismo, para ello la línea de trabajo que se lleva a cabo es la siguiente:

11. Prediseño de la geometría del tablero: Tiene como objetivo definir la acción principal que es la del peso propio de la estructura y sus propiedades mecánicas. Es importante optimizar la geometría por tal de reducir al máximo el peso del tablero, siendo un factor clave que influye en la acción sísmica.
12. Introducción del modelo de barra del puente en el SAP-2000 y cálculo de solicitaciones en ELS (vacío y servicio) de cargas permanentes y sobrecarga de uso.
13. Cálculo del pretensado: se diseñará la fuerza de pretensado para tiempo infinito a partir de las solicitaciones más desfavorables que suelen ser bajo ELS de fisuración. El diseño necesita de alguna iteración. Los pasos para el cálculo de pretensado son:
 - a. Prediseño de Fuerza pretensado por tal de estimar el número y diámetro de tendones
 - b. Propuesta de trazado del pretensado
 - c. Cálculo de la fuerza de pretensado y reajuste de pérdidas instantáneas y diferidas a partir de la solicitud ELS (vacío y servicio)
 - d. Verificación en ELS, si no es posible volvemos al paso 1.
14. Análisis estructural del pretensado mediante el sistema de fuerzas equivalentes y verificación en ELU y ELS frente a cargas estáticas.
15. Para el análisis de sensibilidad de la estructura frente al sismo, se generará 4 modelos variando el espesor de las columnas. Las columnas incorporarán rótulas plásticas en sus extremos por tal de conseguir una mayor ductilidad y disipación de la acción sísmica.
16. Se definirá la acción sísmica mediante el espectro de respuesta elástica
17. Se definirá el armado de las columnas por criterios de cuantía mínima para zona sísmica y comportamiento de alta ductilidad. En caso que las verificaciones pertinentes no sean satisfactorias, se procederá a reforzar el armado.
18. Cálculo rótula plástica: A partir de la geometría y armado de las columnas se calcula la capacidad resistente de las rótulas, obteniendo las curvas de momento-curvatura de la sección.
19. Se analizará la estructura bajo situación sísmica de cálculo: obtendremos la respuesta máxima de la acción sísmica. Esta respuesta se calcula por los métodos:
 - a. Modal espectral: mediante el espectro de respuesta elástica
 - b. Empuje incremental (pushover): busca la curva de capacidad de la estructura y el punto de desempeño (capacidad de la estructura y demanda sísmica)
20. Verificaciones del modelo: se procede a las verificaciones de los métodos modal espectral y pushover.
21. Análisis de resultados y conclusiones: Al final de la memoria se resumirá los resultados de los modelos y las conclusiones que se obtiene.

10. DISEÑO DEL PUENTE EN SITUACIÓN PERMANENTE

10.1. Modelo estructural

Al ser un puente losa de sección constante y pilas empotradas al tablero, la estructura trabaja como un pórtico, y teniendo en cuenta que los vanos de extremo y central son muy parecidos en longitud $20 + 25 + 20$, la estructura también se comporta como una viga continua en donde las columnas a pesar de estar empotradas, apenas reciben momento bajo la acción gravitatoria.

Por todo ello, el modelo estructural se define mediante barras tanto para el tablero como para las pilas, con nudos rígidos en la unión tablero-columna. Respecto a los apoyos, empotrado en la base de las columnas y articulado en los estribos, dejando libre el desplazamiento longitudinal y fijando su desplazamiento vertical y transversal.

La estructura se ha modelado con 6 grados de libertad, es decir 3 desplazamientos y 3 giros, correspondientes a la dirección x , y , z . El software de cálculo empleado es el SAP-2000, el procedimiento de como introducir los materiales, las secciones y los diferentes elementos de la estructura se detallan en el Anejo 1 Guía del modelo estructural empleado con el SAP-2000.

En la figura siguiente se puede observar el modelo de barras con la numeración de sus nudos, barras y una vista 3D con sus secciones reales de las barras.

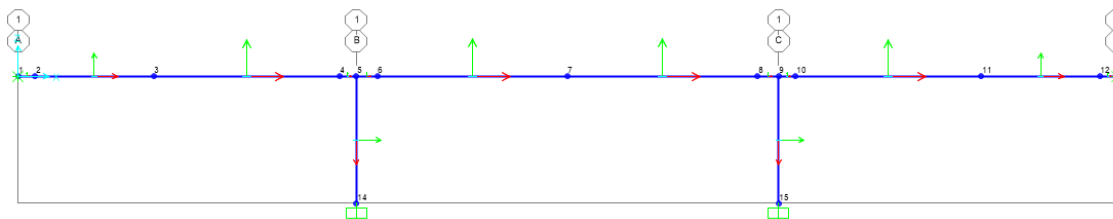


Figura 20 Numeración de nudos del modelo de barras de la estructura. Vista longitudinal

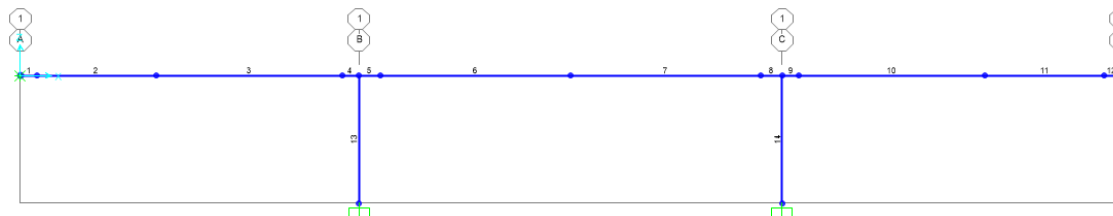


Figura 21 Numeración de barras de la estructura. Vista longitudinal

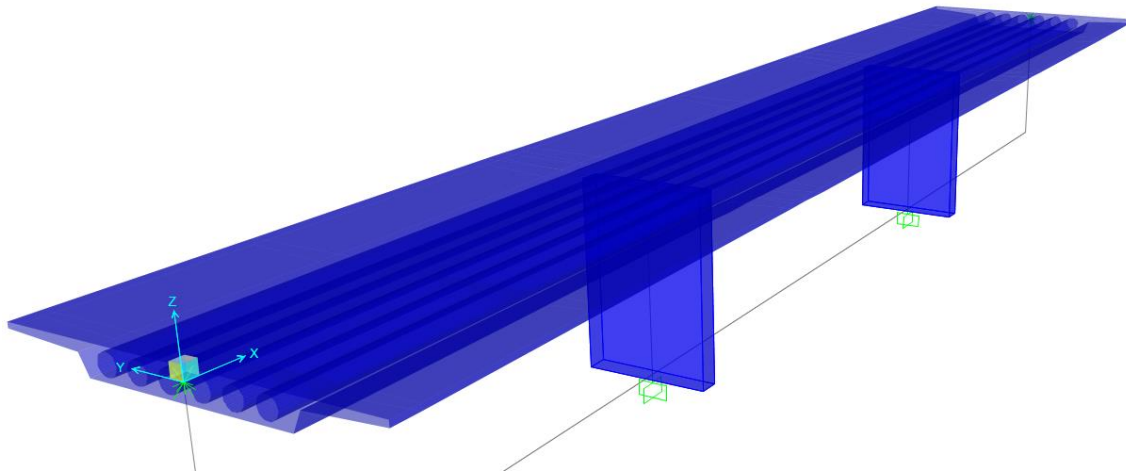


Figura 22 Vista 3D del modelo estructural con sus secciones reales de las barras.

10.2. Cálculo pretensado

Se resume los resultados del dimensionamiento del pretensado, los detalles y procedimiento de cálculo se detallan en el Anejo 2 Pretensado.

El proceso de tesado de los tendones se realiza desde ambos extremos, presentando tanto por geometría como por pérdidas un eje de simetría alrededor del centro del puente en $x=32,5$, razón por la cual, por mejora de la representación gráfica y reducir las tablas solo se muestra para el tramo de $x \in [0 ; 32,5]$

Tablero con 7 tendones, 24 cordones por tendón y 7 alambres por cordón. Los cordones son tipo Y 1860 S7 0,6" (150mm²)

El área de pretensado y la fuerza de anclaje considerando una pérdida total 35% es:

$$A_p = 25200 \text{ mm}^2$$

$$P_{\text{anc}} = -35\,000 \text{ KN}$$

Donde:

$$P_{\text{min}} = P_{\infty} = -21\,139,50 \text{ KN}$$

$$P_{\text{max}} = P_0 = -45\,085,60$$

10.2.1. Trazado pretensado

El resultado del esquema son 12 tramos de trazado, atendiendo a la simetría del puente, resulta 1 tramo recto y 5 parabólicos desde el extremo hasta los 32,5m que es el centro del puente. Los parámetros que definen la curva de la parábola son:

$$e(x) = Ax^2 + Bx + C$$

TRAZADO	1	2	3	4	5	6
x	[0 ; 1]	[1 ; 8]	[8 ; 19]	[19 ; 20]	[20 ; 21,25]	[21,25 ; 32,5]
Longitud	1	7	11	1	1,25	11,25
A	0,00E+00	4,59E-03	4,92E-03	-5,95E-02	-4,19E-02	4,66E-03
B	-6,42E-02	-6,42E-02	0,00E+00	1,19E-01	0,00E+00	-1,05E-01
C	-1,28E-01	-1,92E-01	-4,17E-01	1,79E-01	2,38E-01	1,73E-01

Tabla 2 Parámetros que definen la ecuación de las parábolas

En la tabla siguiente se define el trazado del pretensado respecto el cdg de la sección, desde su extremo hasta el centro de simetría:

x	e(x)	x	e(x)
0	-0,1280	17	-0,0183
1	-0,1922	18	0,0752
2	-0,2518	19	0,1785
3	-0,3023	20	0,2381
4	-0,3435	21	0,1962
5	-0,3756	22	0,0966
6	-0,3986	23	0,0035
7	-0,4123	24	-0,0804
8	-0,4169	25	-0,1549
9	-0,4120	26	-0,2201
10	-0,3972	27	-0,2761
11	-0,3726	28	-0,3227
12	-0,3382	29	-0,3599
13	-0,2939	30	-0,3879
14	-0,2397	31	-0,4066
15	-0,1758	32	-0,4159
16	-0,1020	32,5	-0,4171

En el gráfico siguiente puede observarse el trazado del pretensado desde su extremo hasta el centro de simetría:



Figura 23 Trazado del pretensado

DIBUJO TABLERO CON COTAS DEL PRETENSADO

10.2.2. Pérdidas de pretensado

- Pérdidas instantáneas

En cuanto a sus pérdidas instantáneas, en la siguiente tabla se resume los resultados:

m	KN	KN	KN	KN	KN
X	$\Delta P1(x)$	$\Delta P2(x)$	$\Delta P3(x)$	$\Delta P_{inst}(x)$	$P_{inst}(x)$
0	0,00	3648,04	375,81	4023,85	30976,15
1	87,39	3353,35	420,41	3861,15	31138,85
2	245,16	3058,66	473,78	3777,60	31222,40
3	402,22	2763,97	528,65	3694,83	31305,17
4	558,56	2469,28	581,01	3608,86	31391,14
5	714,21	2174,60	627,43	3516,23	31483,77
6	869,15	1879,91	665,04	3414,10	31585,90
7	1023,39	1585,22	691,61	3300,22	31699,78

8	1176,94	1290,53	705,55	3173,02	31826,98
9	1339,85	995,84	704,98	3040,67	31959,33
10	1501,99	701,15	689,29	2892,44	32107,56
11	1663,38	406,46	659,35	2729,20	32270,80
12	1824,02	111,78	616,99	2552,78	32447,22
13	1983,91	0,00	561,58	2545,49	32454,51
14	2143,06	0,00	499,73	2642,79	32357,21
15	2301,46	0,00	438,71	2740,17	32259,83
16	2459,13	0,00	384,04	2843,17	32156,83
17	2616,07	0,00	341,93	2958,00	32042,00
18	2772,27	0,00	319,23	3091,50	31908,50
19	2927,75	0,00	323,33	3251,08	31748,92
20	3917,29	0,00	302,94	4220,24	30779,76
21	4642,74	0,00	302,44	4945,17	30054,83
22	4940,94	0,00	293,79	5234,72	29765,28
23	5099,24	0,00	309,03	5408,27	29591,73
24	5256,82	0,00	340,54	5597,36	29402,64
25	5413,68	0,00	382,07	5795,76	29204,24
26	5569,84	0,00	428,29	5998,12	29001,88
27	5725,28	0,00	474,69	6199,98	28800,02
28	5880,02	0,00	517,62	6397,64	28602,36
29	6034,06	0,00	554,16	6588,22	28411,78
30	6187,40	0,00	582,14	6769,54	28230,46
31	6340,04	0,00	600,07	6940,11	28059,89
32	6491,99	0,00	607,11	7099,11	27900,89
32,5	6567,71	0,00	606,46	7174,17	27825,83

Tabla 3 Pérdidas instantáneas de pretensado

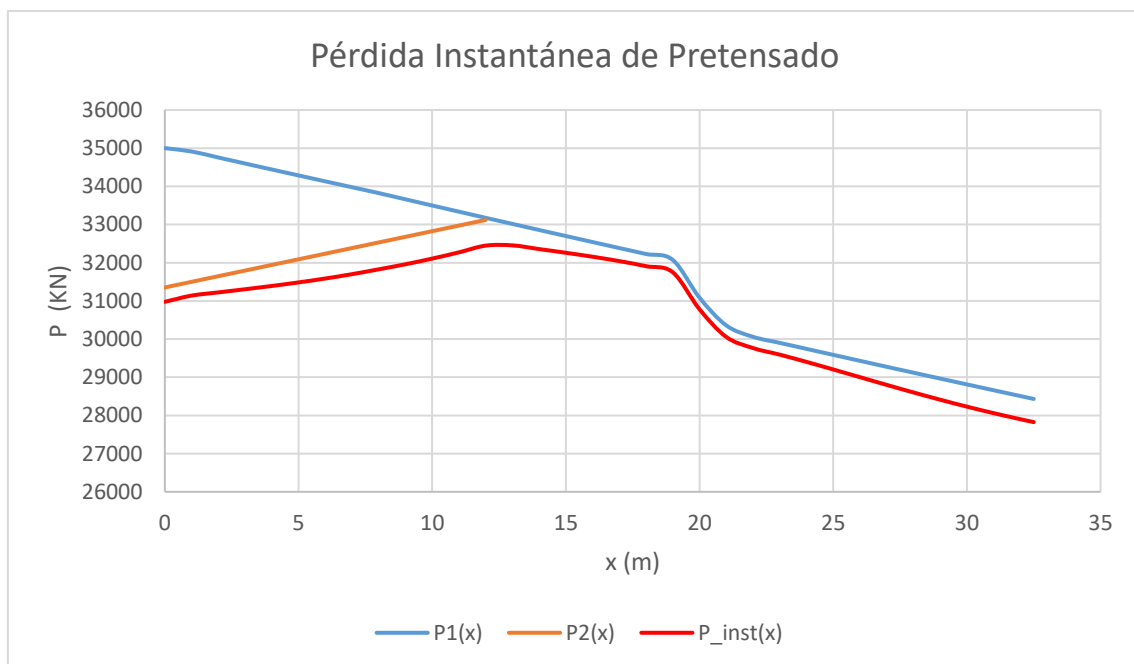


Figura 24 Pérdida instantánea de pretensado

- Pérdida pretensado total y pretensado a tiempo infinito**

x [m]	% ΔP_{ins}	% ΔP_{dif}	% ΔP_{tot}	P_tot [KN]
0	11,50%	14,40%	25,90%	25935,01

1	11,03%	14,63%	25,67%	26016,77
2	10,79%	14,86%	25,65%	26021,14
3	10,56%	15,07%	25,63%	26028,98
4	10,31%	15,27%	25,58%	26045,81
5	10,05%	15,45%	25,50%	26076,23
6	9,75%	15,61%	25,36%	26124,02
7	9,43%	15,74%	25,16%	26192,32
8	9,07%	15,84%	24,90%	26283,71
9	8,69%	15,90%	24,59%	26393,69
10	8,26%	15,92%	24,19%	26534,27
11	7,80%	15,90%	23,70%	26705,82
12	7,29%	15,83%	23,12%	26907,57
13	7,27%	15,64%	22,92%	26979,44
14	7,55%	15,38%	22,93%	26973,91
15	7,83%	15,09%	22,92%	26979,64
16	8,12%	14,77%	22,89%	26988,10
17	8,45%	14,44%	22,89%	26988,88
18	8,83%	14,11%	22,94%	26969,93
19	9,29%	13,80%	23,09%	26918,30
20	12,06%	13,14%	25,20%	26181,03
21	14,13%	13,23%	27,36%	25425,44
22	14,96%	13,43%	28,38%	25065,35
23	15,45%	13,67%	29,12%	24808,30
24	15,99%	13,89%	29,88%	24542,56
25	16,56%	14,07%	30,63%	24278,47
26	17,14%	14,22%	31,36%	24023,66
27	17,71%	14,33%	32,05%	23783,36
28	18,28%	14,40%	32,68%	23560,75
29	18,82%	14,44%	33,26%	23357,47
30	19,34%	14,45%	33,79%	23174,06
31	19,83%	14,43%	34,26%	23010,34
32	20,28%	14,39%	34,67%	22865,63
32,5	20,50%	14,36%	34,86%	22800,13

Tabla 4 Pretensado a tiempo infinito

Se observa que las pérdidas son inferiores al 35% y que la fuerza de pretensado a tiempo infinito es superior a 21139,5KN por tanto está en cumplimiento.

La disposición del pretensado y su recorrido en vista transversal puede observarse en la siguiente imagen:

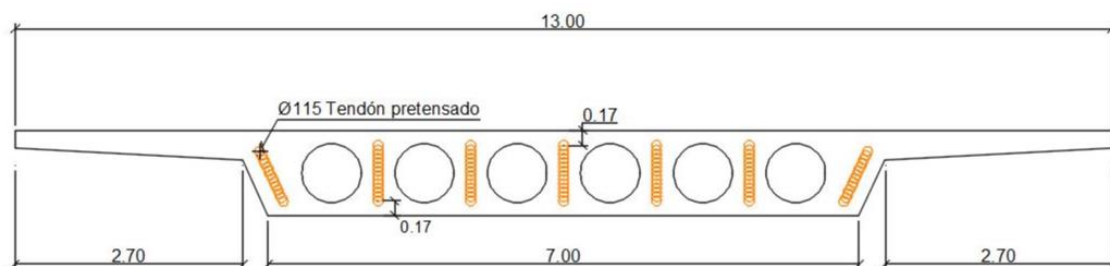


Figura 25 Disposición y recorrido de los tendones del pretensado a lo largo de la longitud del puente

10.3. Resultados

Se adjunta los gráficos de esfuerzo pretensado a tiempo infinito y de la combinación en ELU, los valores de los mismos se detallan en el Anejo 3 Cálculo en situación permanente.

10.3.1. Gráfico Pretensado

A continuación presentamos la ley de momentos, cortantes y Axiles para el pretensado a tiempo infinito.

- Ley de momentos

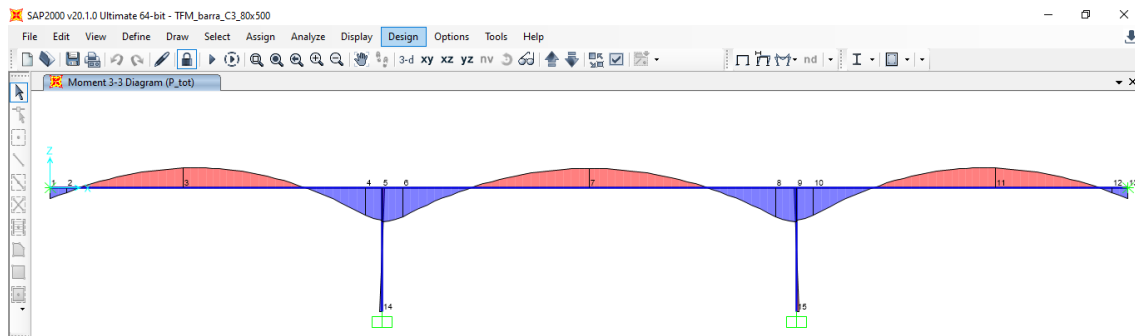


Figura 26 Pretensado a tiempo infinito. Ley de momentos

- Ley de cortantes

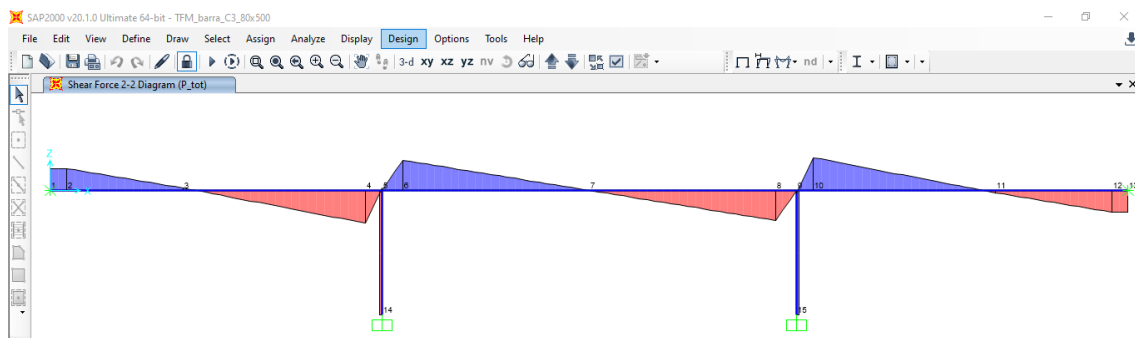


Figura 27 Pretensado a tiempo infinito. Ley de cortantes

- Ley de axiles

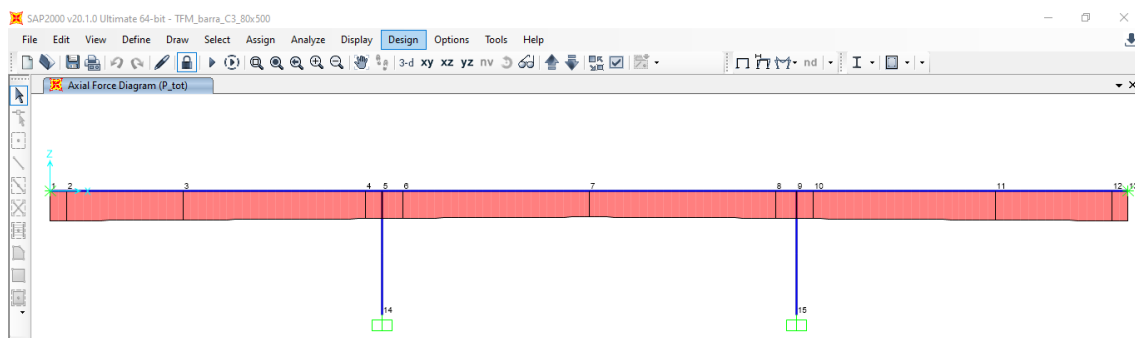


Figura 28 Pretensado a tiempo infinito. Ley de axiles

10.3.2. Gráfico Combinación en ELU

A continuación presentamos la ley de momentos, cortantes y Axiles para la combinación más desfavorable en ELU teniendo en cuenta las cargas permanentes, la sobrecarga y el pretensado a tiempo infinito.

- Ley de momentos

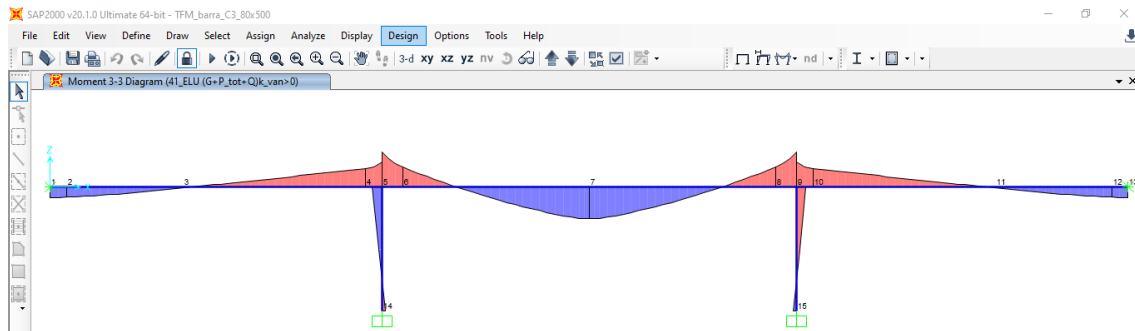


Figura 29 Combinación en ELU. Ley de momentos

- Ley de cortantes

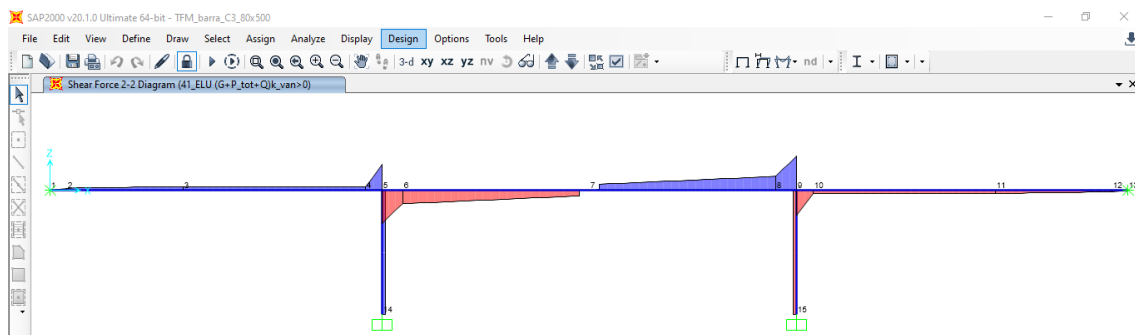


Figura 30 Combinación en ELU. Ley de cortantes

- Ley de axiles

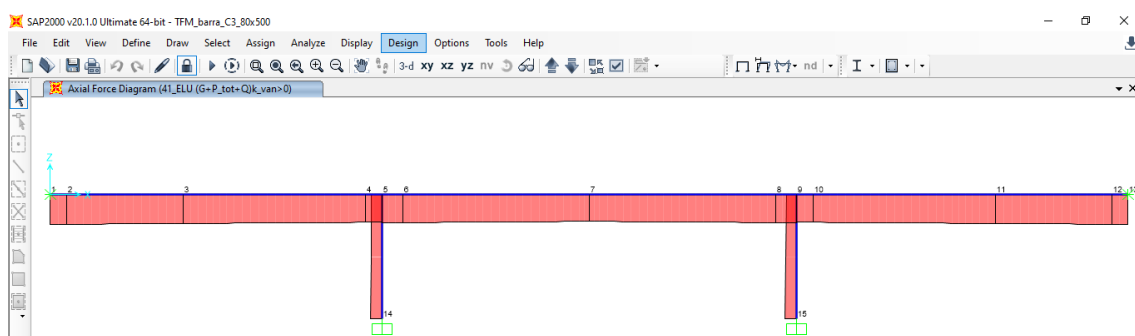


Figura 31 Combinación en ELU. Ley de axiles

10.3.3. Momento hiperestático del pretensado

En cuanto a las verificaciones resistentes de las secciones en ELU, se tiene en cuenta el momento hiperestático del pretensado.

Los esfuerzos estructurales debidos al pretensado es la suma de los esfuerzos estáticos y los esfuerzos hiperestáticos.

$$M_{P,TOT} = M_{P,ISO} + M_{P,HIP}$$

Del análisis llevado a cabo por el SAP-2000 del pretensado mediante el sistema de fuerzas equivalentes, da como resultado los momentos totales del efecto del pretensado. Por otro lado el cálculo minucioso de la fuerza de pretensado y su excentricidad del Anejo 2, da como resultado la parte isostática del pretensado, por tanto, es posible conocer el momento hiperestático del pretensado mediante la siguiente expresión:

$$M_{P,HIP} = M_{P,TOT} - M_{P,ISO}$$

Elaboramos una tabla Excel con los valores del momento que genera el SAP-2000 y el pretensado con las excentricidades calculadas en el Anejo 2. Los resultados pueden verse en la tabla siguiente:

x [m]	M_P_tot [KNm]	M_isos [KNm]	M_hp [KNm]
0	3314,00	-3314,00	6627,99
2	-337,17	-6468,61	6131,44
4	-3151,52	-8758,23	5606,72
6	-5009,49	-10084,19	5074,70
8	-5911,10	-10467,71	4556,61
10	-5778,42	-9897,18	4118,76
12	-4550,88	-8360,58	3809,70
14	-2222,45	-5881,05	3658,60
16	1207,03	-2481,37	3688,40
18	5737,56	1815,68	3921,87
20	10384,45	5657,38	4727,07
22,5	5704,93	1149,51	4555,42
25	656,91	-3606,38	4263,28
27,5	-2950,70	-6923,22	3972,52
30	-5113,83	-8843,11	3729,28
32,5	-5836,65	-9408,16	3571,52

Tabla 5 Momento hiperestático del pretensado

Una vez obtenido las acciones de peso propio, cargas muertas, sobrecarga de uso, y el efecto que genera los momentos hiperestáticos, se procede la verificación en ELU.

10.4. Verificaciones

10.4.1. Verificaciones en ELU

x [m]	e [m]	P _{inf} [Km]	b _{eff_c} [m]	dp [m]	y _{lim} [m]	x _{lim} [m]	Mo [KNm]	Mu [KNm]	Md [KNm]	Mu/Md
0	-0,13	-25880,95	4,60	0,54	0,31	0,39	8157,88	12097,22	6627,99	1,83
2	-0,25	-25688,03	4,60	0,66	0,31	0,39	10335,55	15859,61	11937,17	1,33
4	-0,34	-25495,12	4,60	0,75	0,31	0,39	11949,22	18647,59	15851,88	1,18
6	-0,40	-25302,20	4,60	0,81	0,31	0,39	12917,37	20320,27	18392,99	1,10
8	-0,42	-25109,28	4,60	0,83	0,31	0,39	13239,99	20877,67	19581,71	1,07
10	-0,40	-24916,37	4,60	0,81	0,31	0,39	12893,90	20279,72	18991,53	1,07
12	-0,34	-24723,45	4,60	0,75	0,31	0,39	11854,88	18484,59	14903,71	1,24
14	-0,24	-24530,54	4,60	0,65	0,31	0,39	10123,18	15492,70	9121,91	1,70
16	-0,10	-24337,62	5,10	0,51	0,28	0,35	8535,62	11618,94	2758,25	4,21
18	0,08	-24144,70	5,10	0,66	0,28	0,35	-11501,62	-16164,12	-7370,98	2,19
20	0,24	-23760,5	5,10	0,83	0,28	0,35	-14679,39	-21033,84	-17409,08	1,21
22,5	0,05	-23519,36	5,10	0,64	0,28	0,35	-10988,09	-15377,17	-5773,47	2,66
25	-0,15	-23278,22	5,10	0,57	0,28	0,35	9568,92	13202,39	4642,85	2,84
27,5	-0,30	-23037,07	6,10	0,71	0,24	0,29	14842,39	18336,96	11607,15	1,58
30	-0,39	-22795,93	6,10	0,80	0,24	0,29	16881,65	20965,29	16591,67	1,26
32,5	-0,42	-22554,8	6,10	0,83	0,24	0,29	17562,96	21843,40	19043,11	1,15

Tabla 6 Verificación en ELU

Se verifica por tanto el cumplimiento en ELU, dando un factor de sobre-resistencia mayor que 1

10.4.2. Verificaciones en ELS fisuración

Se procede a la verificación en ELS de fisuración en las secciones más críticas que son en los apoyos, centro de vano y donde la ley de momentos alcanza sus máximos.

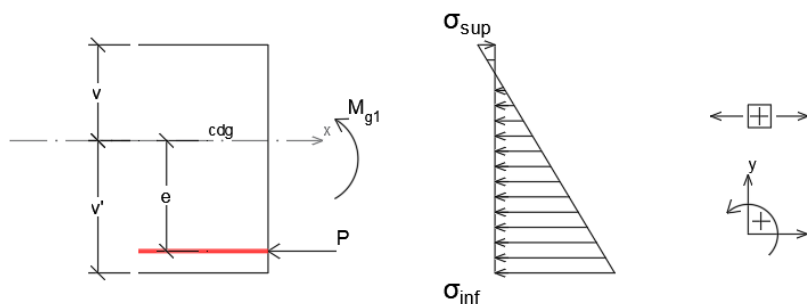
La comprobación se realiza en situación de vacío y en situación de servicio bajo combinación frecuente, teniendo en cuenta que las tensiones y compresiones de las fibras más solicitadas sean menores a las admisibles.

Las tensiones admisibles en fase constructiva como en servicio son las siguientes:

servicio	0,6-fck	-27,00 MPa	
servicio	fctk	2,66 MPa	TRACCIÓN (+)
vacío	0,6-fck_7d	-21,24 Mpa	COMPRESIÓN (-)
vacío	fctk_7d	2,18 Mpa	

- Pretensado inferior**

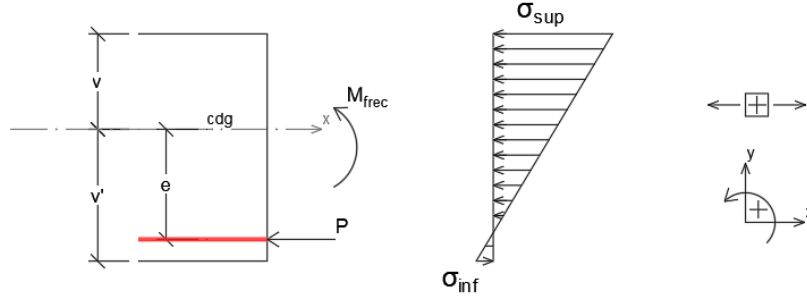
Fase constructiva: $\gamma_p = 1,1$ *desfavorable*



$$(1) \sigma_{c,sup} = \frac{\gamma_p \cdot P_o}{A_c} + \frac{\gamma_p \cdot P_o \cdot e_y}{I_z} v - \frac{M_{g1}}{I_z} v \leq f_{ctk,7}$$

$$(2) \sigma_{c,inf} = \frac{\gamma_p \cdot P_o}{A_c} + \frac{\gamma_p \cdot P_o \cdot e_y}{I_z} v' - \frac{M_{g1}}{I_z} v' \geq 0,6 f_{ck,7}$$

Fase servicio: $\gamma_p = 0,9$ favorable

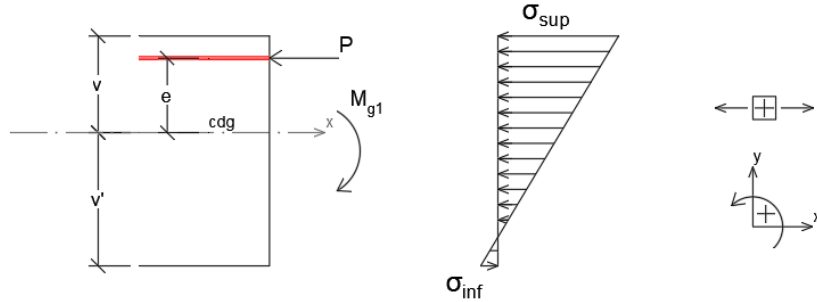


$$(3) \sigma_{c,sup} = \frac{\gamma_p \cdot P_{\infty}}{A_c} + \frac{\gamma_p \cdot P_{\infty} \cdot e_y}{I_z} v - \frac{M_{fre}}{I_z} v \geq 0,6 f_{ck}$$

$$(4) \sigma_{c,inf} = \frac{\gamma_p \cdot P_{\infty}}{A_c} + \frac{\gamma_p \cdot P_{\infty} \cdot e_y}{I_z} v' - \frac{M_{fre}}{I_z} v' \leq f_{ctk}$$

- Pretensado superior**

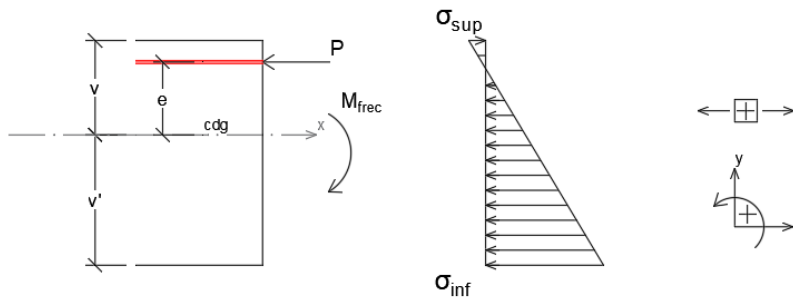
Fase constructiva: $\gamma_p = 1,1$ desfavorable



$$(1) \sigma_{c,sup} = \frac{\gamma_p \cdot P_o}{A_c} + \frac{\gamma_p \cdot P_o \cdot e_y}{I_z} v - \frac{M_{g1}}{I_z} v \geq 0,6 f_{ck,7}$$

$$(2) \sigma_{c,inf} = \frac{\gamma_p \cdot P_o}{A_c} + \frac{\gamma_p \cdot P_o \cdot e_y}{I_z} v' - \frac{M_{g1}}{I_z} v' \leq f_{ctk,7}$$

Fase servicio: $\gamma_p = 0,9$ favorable



$$(3) \sigma_{c,sup} = \frac{\gamma_p \cdot P_{\infty}}{A_c} + \frac{\gamma_p \cdot P_{\infty} \cdot e_y}{I_z} v - \frac{M_{frec}}{I_z} v \leq f_{ctk}$$

$$(4) \sigma_{c,inf} = \frac{\gamma_p \cdot P_{\infty}}{A_c} + \frac{\gamma_p \cdot P_{\infty} \cdot e_y}{I_z} v' - \frac{M_{frec}}{I_z} v' \geq 0,6 f_{ck}$$

Los resultados de las ecuaciones puede observarse en la siguiente tabla:

COMPROBACIÓN PRETENSADO ELS EC. DE MAGNEL									
x	e	P_ins	P_tot	M_vac	M_Serv	1 vac_sup	2 vac_inf	3 serv_sup	4 serv_inf
0	-0,13	-30976,15	-25935,01	0,00	0	-2,59	-8,89	-1,77	-6,09
8	-0,42	-31826,98	-26283,71	4568,55	9134,57	0,63	-13,86	-3,16	-4,21
20	0,24	-30779,76	-26181,03	-8479,64	-13879,97	-4,90	-5,50	1,33	-10,62
32,5	-0,42	-27825,83	-22800,13	4373,48	9302,07	0,33	-11,80	-3,56	-2,49

Tabla 7 comprobación pretensado ELS

Se verifica que las tensiones de compresión y tracción son inferiores a las tensiones admisibles.

10.5. Armadura pasiva del tablero

Dado que el pretensado se ha dimensionado para la condición más restrictiva que es en ELS de fisuración, la armadura pasiva resultante principalmente viene por cuantías mínimas tanto longitudinal como transversal. Se resume el resultado del armado longitudinal y transversal, los detalles del cálculo se encuentran en el Anejo 3.

Armado longitudinal

Colocaremos Ø12/c20 para As1 y As2

As1 3845 mm2 34 barras

As2 7012 mm2 62 barras

Armado transversal

Armadura Transversal

St 200 mm

Øst 10 mm

#ramas 14 ud

Ast 1100 mm2

Ast/m 5498 mm2/m

A continuación se presenta la disposición del armado en el tablero

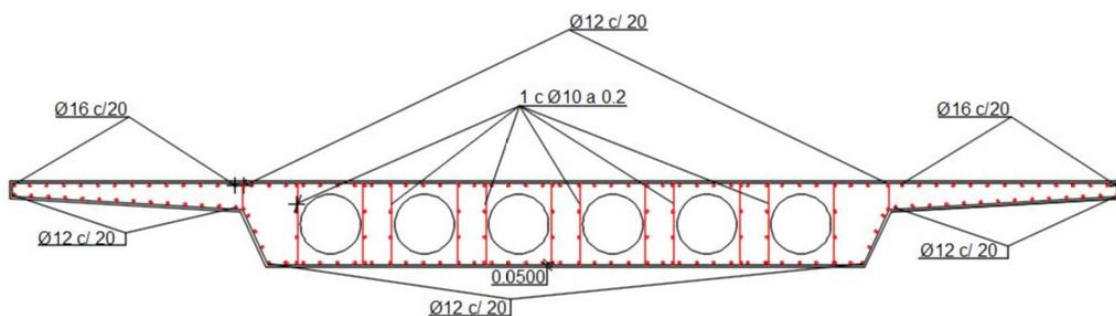


Figura 32 Armadura pasiva longitudinal y transversal

Y en la imagen siguiente se observa la armadura activa y pasiva. Se muestra el recorrido que experimenta los 7 tendones

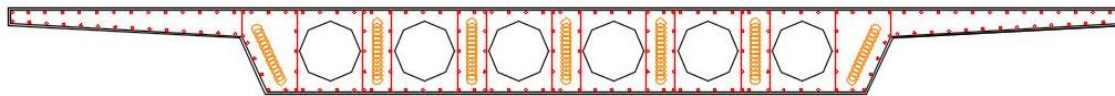


Figura 33 Armadura pasiva y activa.

11. ANÁLISIS SÍSMICO (Diseño del puente en situación sísmica)

11.1. Introducción

Por tal de abordar el análisis de sensibilidad frente a la acción sísmica mediante la respuesta dúctil de las pilas, se incorpora 3 nuevos modelos variando el espesor de las columnas.

- Modelo 1 Columna 40x500
- Modelo 2 Columna 60x500
- Modelo 3 Columna 80x500
- Modelo 4 Columna 100x500

Los métodos empleados para el cálculo de la respuesta sísmica son el modal espectral y el empuje incremental o pushover.

La norma NCSP-07 recoge el cálculo modal espectral como el método de cálculo de referencia para evaluar el efecto de la acción sísmica sobre los puentes. Este método consiste en el cálculo elástico de las respuestas dinámicas máximas para todos los modos significativos de la estructura usando el espectro de respuesta elástica.

El pushover es un método estático no lineal en el que analiza la estructura sometida bajo cargas gravitatorias de valor constante y a cargas horizontales que se incrementan de forma monótona, simulando el efecto de la acción sísmica.

11.2. Definición geométrica y armado de las columnas

Las columnas son rectangulares, de hormigón armado y empotrados al tablero. En cuanto al armado, se ha seguido los criterios de ductilidad y las recomendaciones que marcan la NCSP-07 y la EHE-08.

Por tal de analizar en profundidad el aprovechamiento de la ductilidad en las columnas, se ha procedido al diseño de las columnas teniendo en cuenta el confinamiento del hormigón mediante los cercos presentes en las rótulas de las columnas.

Para el diseño de las columnas y su capacidad resistente, se ha seguido los criterios de proyecto por capacidad, en la que se establece que, las estructuras con comportamiento dúctil, la deformación plástica se concentra en zonas localizadas donde se forman rótulas. Las secciones de las zonas de las rótulas plásticas se denomina secciones dúctiles y las secciones fuera de estas zonas se denominan no dúctiles o secciones protegidas por capacidad.

Por ello en la propia columna, se diferencia la zona de la rótula plástica y la zona fuera de la rótula que son las secciones protegidas por capacidad, puesto que la geometría es la misma, pero difiere el armado de los cercos.

Siguiendo las recomendaciones de cuantía mínima y separaciones mínimas tanto transversal como longitudinal, procedemos al armado mínimo por normativa para ductilidad alta y posteriormente se efectuarán las verificaciones oportunas. A continuación se presenta una tabla con la geometría y armado de las columnas

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y ARMADO DE LAS RÓTULAS PLÁSTICAS				
	M1 40X500	M2 60X500	M3 80X500	M4 100X500
b Dim transversal [m]	5,00	5,00	5,00	5,00
h Dim longitudinal [m]	0,4	0,6	0,8	1
As vertical en b (As1=As2)	40 ϕ 25c/10	40 ϕ 25c/10	40 ϕ 25c/10	40 ϕ 25c/10
As vertical en h (As1=As2)	4 ϕ 25c/10	6 ϕ 25c/10	8 ϕ 25c/10	10 ϕ 25c/10
Total refuerzo As [cm ²]	412,33	431,97	451,60	471,24
Refuerzo cortante [mm]	22x ϕ 10c/10	22x ϕ 10c/10	22x ϕ 10c/10	22x ϕ 12c/10
Total refuerzo Ast [cm ² /m]	172,79	172,79	172,79	172,79
As/Ac [%]	2,06	1,44	1,13	0,94

Tabla 8 Armado de las columnas en las rótulas plásticas

Armatura Tipo para armado longitudinal y transversal en rótula plástica

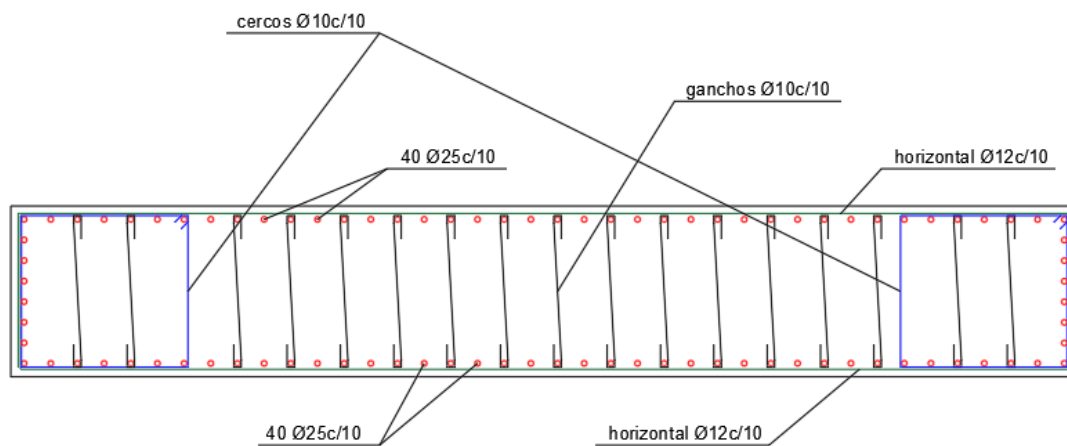


Figura 34 Armado tipo para las columnas en rótula plástica

Geometría y armado Columna 40x500

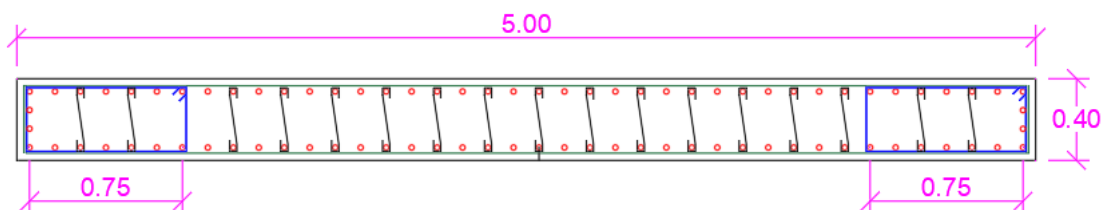


Figura 35 Geometría y armado para la columna 40x500

Geometría y armado Columna 60x500

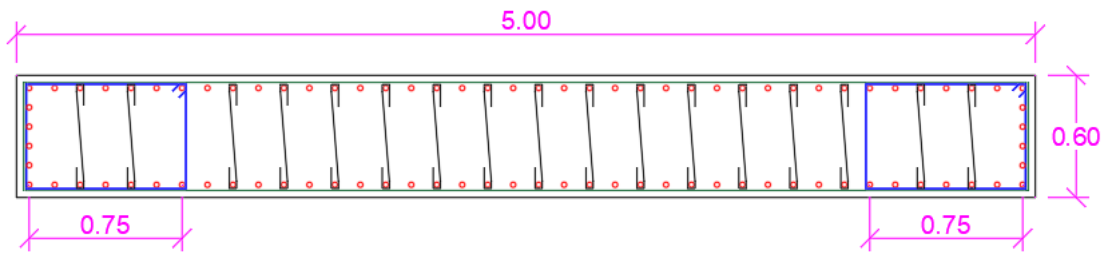


Figura 36 Geometría y armado para la columna 60x500

Geometría y armado Columna 80x500

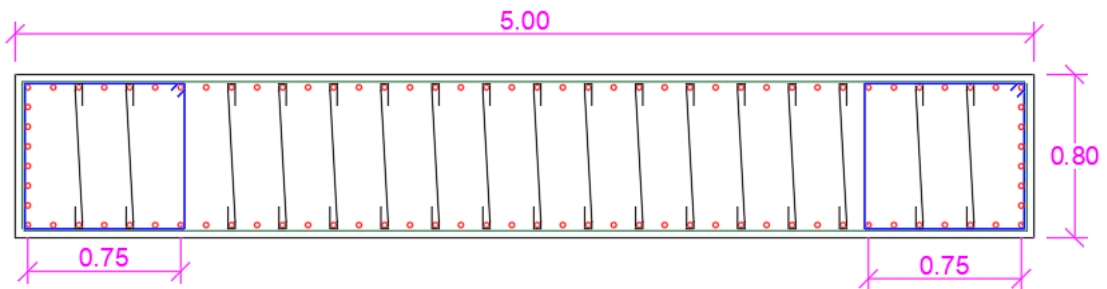


Figura 37 Geometría y armado para la columna 80x500

Geometría y armado Columna 100x500

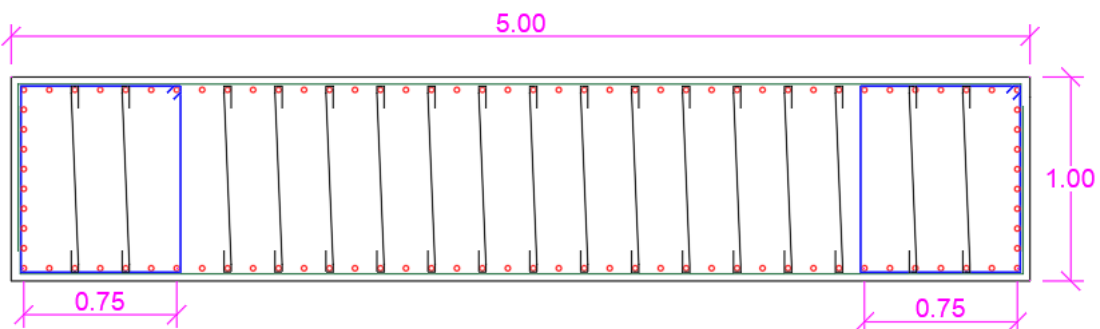


Figura 38 Geometría y armado para la columna 100x500

Fuera de las rótulas plásticas, el armado vertical de las columnas es la misma en toda su altura, pero la armadura transversal solo colocamos cercos en los bordes de su longitud transversal y separada cada 150mm, sin los ganchos.

Armadura Tipo para armado longitudinal y transversal fuera de la rótula plástica

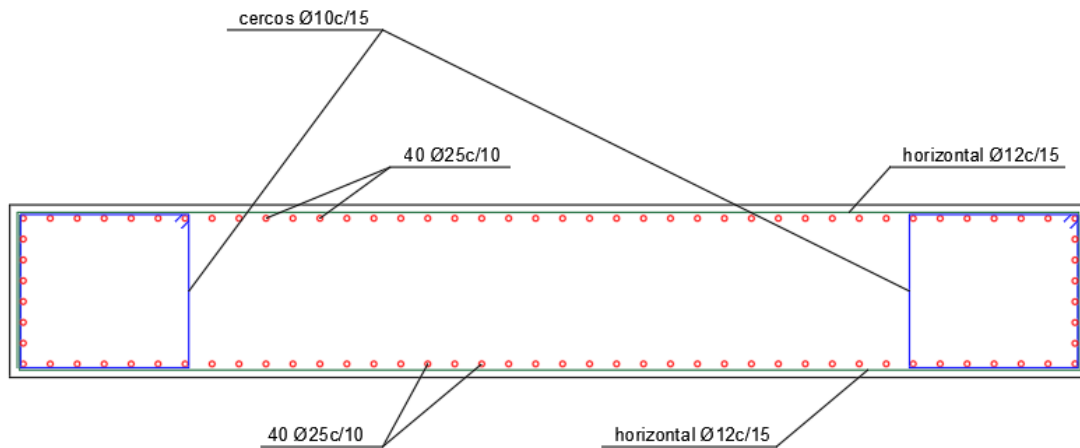


Figura 39 Armado tipo para las columnas fuera de la rótula plástica

Armadura transversal		
Øst	[mm]	10
St	[mm]	150
nºramas		4
Ast	[cm ² /m]	20,94

11.3. Acción sísmica

Los sismos de proyecto se caracterizan mediante su espectro de respuesta elástica, que es la máxima aceleración sísmica del terreno, valor de referencia para formar el espectro. La norma cuantifica los componentes del movimiento en dirección horizontal y vertical.

Acción sísmica horizontal: en dirección longitudinal y en dirección transversal al puente, consideradas independientes y se representan con el mismo espectro de respuesta.

Acción sísmica vertical: se obtiene de forma simplificada a partir del espectro de respuesta horizontal multiplicado por un factor de 0,7

En este apartado se resume los resultados de la acción sísmica, los cálculos del mismo se detallan en el Anejo 4 Acción sísmica. Espectro de respuesta elástica

11.3.1. Espectro de respuesta elástica

Los parámetros de la aceleración de cálculo y la obtención del espectro de respuesta elástica son los siguientes:

Sismo último de cálculo				
C	1,6		a _b	0,16g
ρ	1,3		u	1
γ _I	1,3		S	1,2
γ _{II}	1		a _c	0,25g
ξ	5		TA	0,16
K	1		TB	0,64
			TC	3,6

Tabla 9 Parámetros de la aceleración de cálculo y del espectro de respuesta elástica

Donde:

C : Coeficiente del terreno

ρ : Coeficiente adimensional de riesgo

γ_I : Factor de importancia del puente

γ_{II} : Factor modificador para periodo de retorno diferente de 500 años

ξ : Índice de amortiguamiento

K : Coeficiente de contribución

v : Factor corrector dependiente del amortiguamiento equivalente de la estructura

a_b : Aceleración sísmica básica

S : Coeficiente de amplificación del terreno

a_c : Aceleración sísmica de cálculo

T_A, T_B, T_C Valores del periodo que delimitan el espectro

- **Espectro de aceleraciones**

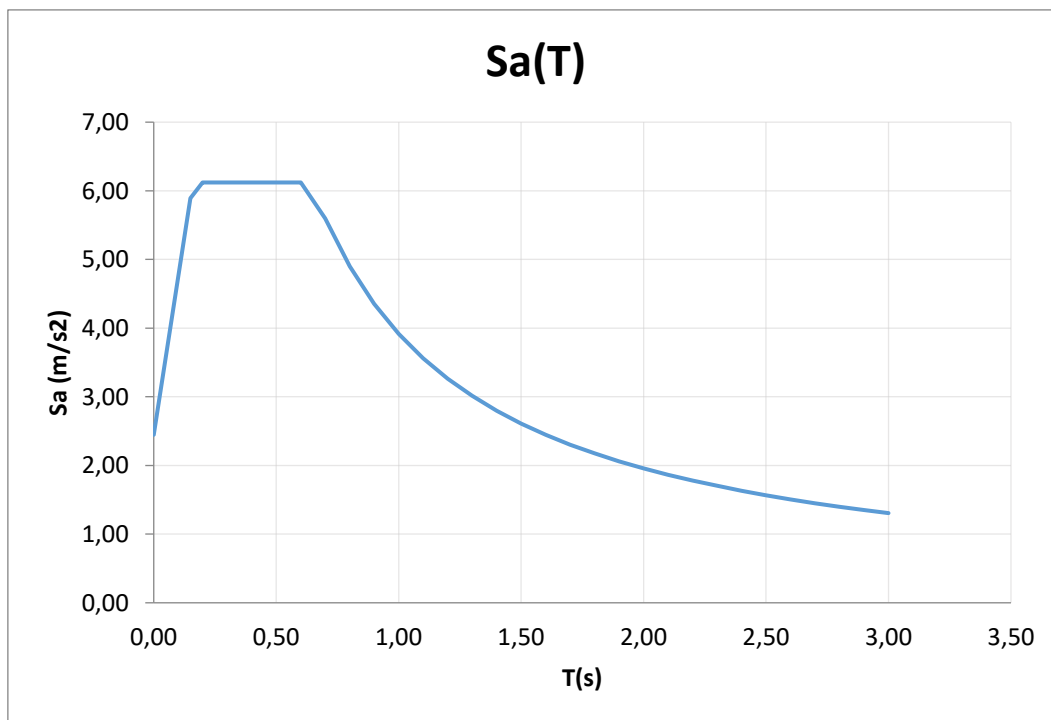


Figura 40 Espectro de respuesta elástica de aceleraciones

- **Espectro de desplazamientos**

El espectro de respuesta elástica de desplazamientos $S_d(T)$ se obtiene del de aceleraciones $S_a(T)$ mediante la ecuación:

$$S_d(T) = S_a(T) \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2$$

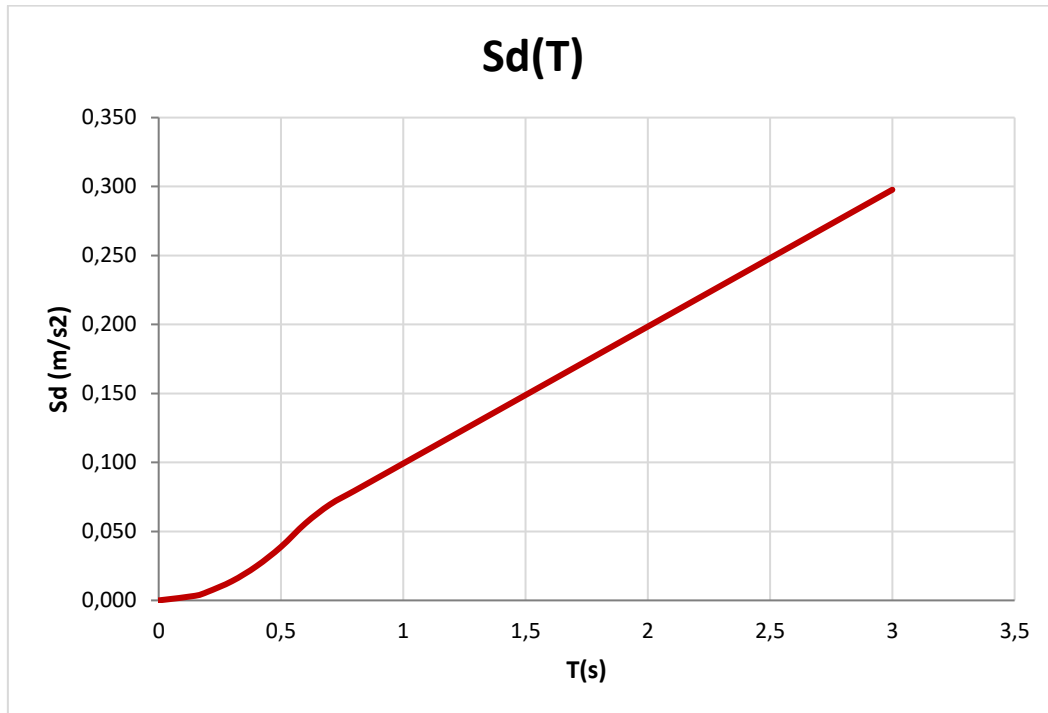


Figura 41 Espectro de respuesta elástica de desplazamientos

Espectro de respuesta elástica		
T [s]	Sa [m/s²]	Sd [m]
0	2,45	0,000
0,15	5,89	0,003
0,2	6,12	0,006
0,3	6,12	0,014
0,4	6,12	0,025
0,5	6,12	0,039
0,6	6,12	0,056
0,7	5,60	0,069
0,8	4,90	0,079
0,9	4,35	0,089
1	3,92	0,099
1,1	3,56	0,109
1,2	3,26	0,119
1,3	3,01	0,129
1,4	2,80	0,139
1,5	2,61	0,149
1,6	2,45	0,159
1,7	2,30	0,169
1,8	2,18	0,179
1,9	2,06	0,189
2	1,96	0,198
2,1	1,87	0,208
2,2	1,78	0,218
2,3	1,70	0,228
2,4	1,63	0,238
2,5	1,57	0,248
2,6	1,51	0,258

2,7	1,45	0,268
2,8	1,40	0,278
2,9	1,35	0,288
3	1,31	0,298

Tabla 10 Tabla de datos de periodo, aceleraciones y desplazamientos del espectro de respuesta elástica

Velocidad y desplazamiento máximo del terreno

- Velocidad y desplazamientos horizontales máximo de la superficie del terreno**

Se calculan con la siguiente expresión:

$$v_c = 0,2 T_B a_c$$

$$d_c = 0,025 T_B T_C a_c$$

Velocidad y desplazamiento	
v	d
[m/s]	[mm]
0,31	141,04

Tabla 11 Velocidad y desplazamiento máximo de la superficie del terreno

11.4. Cálculo

11.4.1. Métodos de cálculo

Los métodos de cálculo para evaluar el efecto de la acción sísmica sobre los puentes son varios, pero el método de referencia que recoge la norma NCSP-07 es el cálculo modal espectral, a continuación expondremos brevemente los métodos que existen:

Cálculo Modal Espectral: Es un cálculo elástico de las respuestas dinámicas máximas para todos los modos significativos de la estructura usando el espectro de respuesta elástica.

Cálculo dinámico no lineal en el tiempo o "time history": Es un método que permite estudiar la evolución en el tiempo la respuesta no lineal de la estructura. Tiene en cuenta la no linealidad del material y los efectos de segundo orden. La acción sísmica está caracterizada por acelerogramas actuando de forma simultánea y se tienen en cuenta los efectos de las acciones gravitatorias y casi-permanentes.

Cálculo estático no lineal. Método del empuje incremental o "pushover": analiza la estructura sometida bajo cargas gravitatorias de valor constante y a cargas horizontales que se incrementan de forma monótona, simulando el efecto de la acción sísmica. En el cálculo se tiene que tener en cuenta los efectos de segundo orden y la no linealidad del material.

El estudio se centrará en el modal espectral que es el de referencia y el cálculo estático no lineal del pushover.

11.4.2. Cálculo modal espectral

Este procedimiento de cálculo, es el de referencia, a partir del cual podrá compararse con otros métodos. En este apartado se resume los resultados del modal espectral, los cálculos del mismo se detallan en el Anejo 5 Cálculo modal espectral.

El factor de comportamiento

- **Acción sísmica**

La acción sísmica considerada en este método, es un espectro de respuesta reducido, que no es más que aplicar al espectro de respuesta elástica un coeficiente reductor conocido con el nombre de factor de comportamiento.

$$S_{a,r}(T) = \frac{1}{q} S_a(T)$$

$S_{a,r}(T)$ espectro de respuesta reducido o espectro de cálculo

$S_a(T)$ espectro de respuesta elástica correspondiente al sismo último de cálculo

q factor de comportamiento

El factor de comportamiento se define globalmente para toda la estructura y es un índice de su ductilidad. Este factor se determina para cada dirección y depende de la regularidad de la estructura, se considera que un puente es regular si las rótulas plásticas se forman prácticamente de forma simultánea en la mayoría de las pilas.

Los coeficientes de comportamiento considerados en cada dirección son:

Coeficiente de comportamiento	
Dirección	q
Longitudinal	3,5
Transversal	1,50
Vertical	1,0

Tabla 12 Coeficiente de comportamiento de la estructura

- **Procedimiento de cálculo**

Aplicando el espectro de respuesta reducido, se procede al cálculo de la estructura mediante un cálculo elástico utilizando el software SAP-2000 para obtener la respuesta dinámica máxima de la estructura para todos los modos de vibración significativos.

Respecto a los modos de vibración, el 1er modo de vibración correspondiente a la dirección longitudinal "x", ya moviliza más del 90% de la masa total del puente. En la tabla siguiente se resume el periodo y el porcentaje de masa movilizada en el 1er modo de vibración.

Periodo y masa movilizada								
COLUMNA	40x500		60x500		80x500		100x500	
	T	Masa	T	Masa	T	Masa	T	Masa
	[seg]	[%]	[seg]	[%]	[seg]	[%]	[seg]	[%]
1er Modo vibración	1,085	99,97	0,60	99,71	0,435	98,67	0,343	96,28

Tabla 13 Periodo y masa movilizada para el 1er modo de vibración en dirección longitudinal

La envolvente de la acción sísmica A_{Ed} se obtiene de la combinación de los espectros de respuesta elástica reducido en cada dirección:

$$A_{E_x} + 0,3A_{E_y} + 0,3A_{E_z}$$

$$0,3A_{E_x} + A_{E_y} + 0,3A_{E_z}$$

$$0,3A_{E_x} + 0,3A_{E_y} + A_{E_z}$$

La combinación de acciones en situación sísmica de cálculo es la siguiente:

$$Comb. Modal espectral = G + P + 0,2Q + A$$

Donde:

G valor característico de las acciones permanentes (peso propio y cargas muertas)

P valor característico de las fuerzas equivalentes del pretensado a tiempo infinito

$0,2Q$ valor casi – permanente de la sobrecarga de uso

A envolvente de la acción sísmica

Resultados

Se exponen los resultados referentes a la base y cabeza de columnas. Los resultados de toda la estructura se detallan en el Apéndice 2 Resultados combinación sísmica modal espectral del Anejo 5.

Esfuerzos: Axil, Cortante y Momento

Modelo 1. Columna 40x500													
Combinación	Tipo	Cabeza pilar						Base pilar					
		P	V2	V3	T	M2	M3	P	V2	V3	T	M2	M3
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Sx/3,5+0.3Sy/1,5+0.3Sz/1	Max	461,82	762,30	455,92	3,66	126,84	2831,25	461,82	762,30	455,92	3,66	3292,54	2885,98
	Min	-461,82	-762,30	-455,92	-3,66	-126,84	-2831,25	-461,82	-762,30	-455,92	-3,66	-3292,54	-2885,98
0.3Sx/3,5+Sy/1,5+0.3Sz/1	Max	400,27	232,11	1519,80	12,21	422,82	866,55	400,27	232,11	1519,80	12,21	10975,69	874,27
	Min	-400,27	-232,11	-1519,80	-12,21	-422,82	-866,55	-400,27	-232,11	-1519,80	-12,21	-10975,69	-874,27
0.3Sx/3,5+0.3Sy/1,5+Sz/1	Max	1272,68	243,60	455,92	3,66	126,84	924,12	1272,68	243,60	455,92	3,66	3292,54	902,85
	Min	-1272,68	-243,60	-455,92	-3,66	-126,84	-924,12	-1272,68	-243,60	-455,92	-3,66	-3292,54	-902,85
A_envelope	Max	1272,68	762,30	1519,80	12,21	422,82	2831,25	1272,68	762,30	1519,80	12,21	10975,69	2885,98
	Min	-1272,68	-762,30	-1519,80	-12,21	-422,82	-2831,25	-1272,68	-762,30	-1519,80	-12,21	-10975,69	-2885,98
G+P+0.2Q+A_env	Max	-4275,47	737,92	1519,80	12,21	422,82	2746,62	-4650,36	737,92	1519,80	12,21	10975,69	2984,18
	Min	-6820,82	-786,68	-1519,80	-12,21	-422,82	-2915,88	-7195,71	-786,68	-1519,80	-12,21	-10975,69	-2787,77

Tabla 14 Combinación de acciones en situación sísmica de cálculo en base y cabeza de columna. Modelo 1_40x500

Modelo 2. Columna 60x500													
Combinación	Tipo	Cabeza pilar						Base pilar					
		P	V2	V3	T	M2	M3	P	V2	V3	T	M2	M3
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Sx/3,5+0.3Sy/1,5+0.3Sz/1	Max	524,37	1273,75	469,78	8,67	89,34	4608,81	524,37	1273,75	469,78	8,67	3434,00	4944,30
	Min	-524,37	-1273,75	-469,78	-8,67	-89,34	-4608,81	-524,37	-1273,75	-469,78	-8,67	-3434,00	-4944,30
0.3Sx/3,5+Sy/1,5+0.3Sz/1	Max	413,23	392,35	1566,01	28,91	297,82	1434,12	413,23	392,35	1566,01	28,91	11447,23	1508,50
	Min	-413,23	-392,35	-1566,01	-28,91	-297,82	-1434,12	-413,23	-392,35	-1566,01	-28,91	-11447,23	-1508,50
0.3Sx/3,5+0.3Sy/1,5+Sz/1	Max	1266,32	426,58	469,78	8,67	89,34	1606,25	1266,32	426,58	469,78	8,67	3434,00	1593,09
	Min	-1266,32	-426,58	-469,78	-8,67	-89,34	-1606,25	-1266,32	-426,58	-469,78	-8,67	-3434,00	-1593,09
A_envelope	Max	1266,32	1273,75	1566,01	28,91	297,82	4608,81	1266,32	1273,75	1566,01	28,91	11447,23	4944,30
	Min	-1266,32	-1273,75	-1566,01	-28,91	-297,82	-4608,81	-1266,32	-1273,75	-1566,01	-28,91	-11447,23	-4944,30
G+P+0.2Q+A_env	Max	-4287,87	1199,09	1566,01	28,91	297,82	4360,14	-4850,20	1199,09	1566,01	28,91	11447,23	5255,55
	Min	-6820,51	-1348,40	-1566,01	-28,91	-297,82	-4857,48	-7382,84	-1348,40	-1566,01	-28,91	-11447,23	-4633,04

Tabla 15 Combinación de acciones en situación sísmica de cálculo en base y cabeza de columna. Modelo 2_60x500

Modelo 3. Columna 80x500													
Combinación	Tipo	Cabeza pilar						Base pilar					
		P	V2	V3	T	M2	M3	P	V2	V3	T	M2	M3
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Sx/3,5+0.3Sy/1,5+0.3Sz/1	Max	541,41	1314,24	474,67	15,77	68,57	4527,49	541,41	1314,24	474,67	15,77	3491,43	5329,40
	Min	-541,41	-1314,24	-474,67	-15,77	-68,57	-4527,49	-541,41	-1314,24	-474,67	-15,77	-3491,43	-5329,40
0.3Sx/3,5+Sy/1,5+0.3Sz/1	Max	412,15	415,32	1582,30	52,56	228,59	1464,70	412,15	415,32	1582,30	52,56	11638,69	1650,23
	Min	-412,15	-415,32	-1582,30	-52,56	-228,59	-1464,70	-412,15	-415,32	-1582,30	-52,56	-11638,69	-1650,23
0.3Sx/3,5+0.3Sy/1,5+Sz/1	Max	1244,58	485,63	474,67	15,77	68,57	1820,07	1244,58	485,63	474,67	15,77	3491,43	1822,21
	Min	-1244,58	-485,63	-474,67	-15,77	-68,57	-1820,07	-1244,58	-485,63	-474,67	-15,77	-3491,43	-1822,21
A_envelope	Max	1244,58	1314,24	1582,30	52,56	228,59	4527,49	1244,58	1314,24	1582,30	52,56	11638,69	5329,40
	Min	-1244,58	-1314,24	-1582,30	-52,56	-228,59	-4527,49	-1244,58	-1314,24	-1582,30	-52,56	-11638,69	-5329,40
G+P+0.2Q+A_env	Max	-4316,79	1164,04	1582,30	52,56	228,59	4068,82	-5066,57	1164,04	1582,30	52,56	11638,69	5997,22
	Min	-6805,96	-1464,44	-1582,30	-52,56	-228,59	-4986,16	-7555,74	-1464,44	-1582,30	-52,56	-11638,69	-4661,57

Tabla 16 Combinación de acciones en situación sísmica de cálculo en base y cabeza de columna. Modelo 3_60x500

Modelo 4. Columna 100x500													
Combinación	Tipo	Cabeza pilar						Base pilar					
		P	V2	V3	T	M2	M3	P	V2	V3	T	M2	M3
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Sx/3,5+0.3Sy/1,5+0.3Sz/1	Max	561,70	1320,55	476,81	24,91	55,53	4208,18	561,70	1320,55	476,81	24,91	3520,55	5696,97
	Min	-561,70	-1320,55	-476,81	-24,91	-55,53	-4208,18	-561,70	-1320,55	-476,81	-24,91	-3520,55	-5696,97
0.3Sx/3,5+Sy/1,5+0.3Sz/1	Max	413,06	431,19	1589,45	83,03	185,12	1440,82	413,06	431,19	1589,45	83,03	11735,77	1793,43
	Min	-413,06	-431,19	-1589,45	-83,03	-185,12	-1440,82	-413,06	-431,19	-1589,45	-83,03	-11735,77	-1793,43
0.3Sx/3,5+0.3Sy/1,5+Sz/1	Max	1228,24	548,10	476,81	24,91	55,53	2035,84	1228,24	548,10	476,81	24,91	3520,55	2075,20
	Min	-1228,24	-548,10	-476,81	-24,91	-55,53	-2035,84	-1228,24	-548,10	-476,81	-24,91	-3520,55	-2075,20
A_envelope	Max	1228,24	1320,55	1589,45	83,03	185,12	4208,18	1228,24	1320,55	1589,45	83,03	11735,77	5696,97
	Min	-1228,24	-1320,55	-1589,45	-83,03	-185,12	-4208,18	-1228,24	-1320,55	-1589,45	-83,03	-11735,77	-5696,97
G+P+0.2Q+A_env	Max	-4339,64	1077,20	1589,45	83,03	185,12	3556,44	-5276,86	1077,20	1589,45	83,03	11735,77	6870,42
	Min	-6796,11	-1563,91	-1589,45	-83,03	-185,12	-4859,92	-7733,33	-1563,91	-1589,45	-83,03	-11735,77	-4523,53

Tabla 17 Combinación de acciones en situación sísmica de cálculo en base y cabeza de columna. Modelo 4_100x500

○ Desplazamientos

Los desplazamientos obtenidos del modal espectral deben corregirse multiplicando por la ductilidad de desplazamiento. La ductilidad de desplazamiento μ depende de la zona del espectro en que se encuentre el periodo fundamental T de la estructura y el coeficiente de comportamiento q empleado inicialmente.

Los desplazamientos que se presenta son los de la columna derecha en su parte superior (nudo nº 9) que será el nudo de control en el cálculo del pushover, por tal de poder comparar los resultados del modal espectral y del pushover respecto el mismo punto.

Resumen desplazamientos y desplazamientos corregidos Resumen Desplazamientos Nudo 9						
Modelo	Modal espectral			Modal espectral corregido		
d [cm]	Ux	Uy	Uz	Ux	Uy	Uz
COL 40x500	3,22	0,19	0,08	11,27	0,67	0,08
COL 60x500	1,78	0,13	0,05	7,52	0,46	0,05
COL 80x500	0,94	0,10	0,04	5,26	0,35	0,04
COL 100x500	0,62	0,08	0,03	4,23	0,28	0,03

Tabla 18 Resumen desplazamientos y desplazamientos corregidos del nudo 9

• Rótulas plásticas

El cálculo de las rótulas plásticas de las columnas de hormigón armado se realiza teniendo en cuenta el confinamiento de los cercos de la armadura transversal en el hormigón y el axil presente bajo la combinación sísmica de cálculo.

La capacidad resistente que define las rótulas plásticas es la curva Momento-Rotación $M-\theta$, para ello es necesario determinar primero el momento-curvatura $M-\Phi$ de la sección, transformarlo en un $M-\Phi$ elastoplástico perfecto y finalmente a $M-\theta$ multiplicando por la longitud de su rótula.

En este apartado presentamos un resumen de los resultados de la capacidad resistente de las rótulas, los detalles de cálculo de los mismos están en el Apéndice 2 Cálculo rótula plástica en el Anejo 5.

A continuación se presenta una tabla resumen de las rótulas y el gráfico de $M-\theta$ de todos los modelos.

sección	L_p [mm]	θ_p [rad]
40x500	567	1,36E-01
60x500	577	7,95E-02
80x500	597	5,77E-02
100x500	627	4,67E-02

Tabla 19 Rotación plástica y longitud de las rótulas de las columnas

	M-Θ Elastoplástica Perfecta											
	40x500			60x500			80x500			100x500		
	Θ	M	μ	Θ	M	μ	Θ	M	μ	Θ	M	μ
	[rad/m]	[KNm]		[rad/m]	[KNm]		[rad/m]	[KNm]		[rad/m]	[KNm]	
	0	0		0	0		0	0		0	0	
Plastificación	5,82E-03	3534,43	1,00	3,57E-03	5927,59	1,00	2,62E-03	8327,97	1,00	2,12E-03	10729,36	1,00
Rotura sección	1,42E-01	3534,43	24,39	8,31E-02	5927,59	23,26	6,03E-02	8327,97	23,02	4,89E-02	10729,36	23,03

Tabla 20 Momento-Rotación elastoplástica perfecta de las columnas

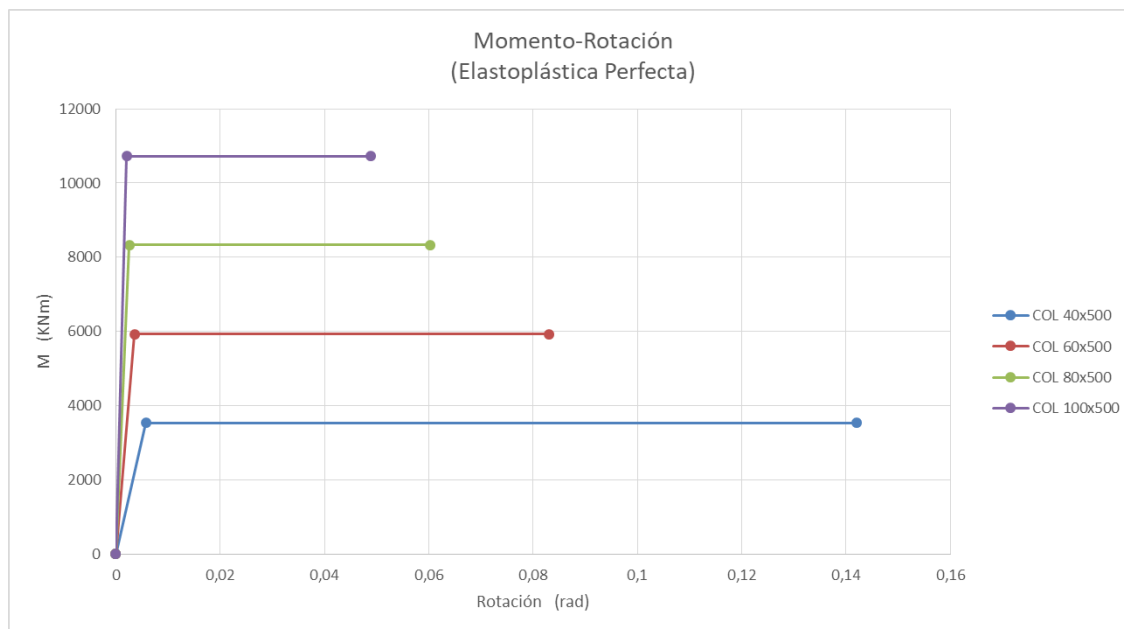


Figura 42 Momento-Rotación elastoplástica perfecta de las columnas

• Verificaciones

Las comprobaciones en ELU se llevan a cabo según criterios de proyecto por capacidad.

Según estos criterios, los esfuerzos transversales solicitantes en las secciones dúctiles serán los máximos compatibles con la capacidad resistente real a flexocompresión. Con estos esfuerzos de cortante se efectuará la comprobación en ELU.

En las zonas protegidas por capacidad, los esfuerzos solicitantes serán los máximos compatibles con la capacidad resistente real a flexocompresión de las secciones dúctiles correspondientes.

Las verificaciones se resumen en este apartado, los detalles de los mismos están definidos en el Anejo 5 Cálculo modal espectral.

○ **Momento de sobre-resistencia en rótulas plásticas y cortante asociado**

El esfuerzo cortante asociado al de flexión compuesta en secciones dúctiles y los esfuerzos máximos que pueden actuar en las secciones protegidas por capacidad se obtienen a partir de la resistencia real a flexocompresión de las secciones dúctiles que recibe el nombre de momento de sobre-resistencia M_o

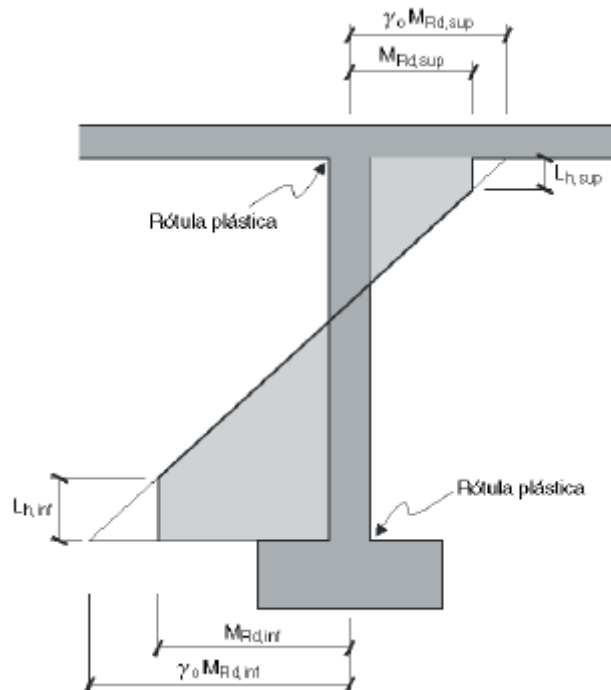


Figura 43 Ejemplo de distribución de momentos por capacidad M_c

El cortante máximo transmitido por cada pila V_c se obtiene a partir de la ley de momentos de sobre-resistencia, que para una columna biempotrada se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V_{c,max} = \frac{|\gamma_o M_{Rd,inf} + \gamma_o M_{Rd,sup}|}{H}$$

A continuación presentamos los resultados de los momentos de sobre-resistencia y el cortante máximo asociado

Momento de sobre-resistencia y cortante asociado				
	COL 40x500	COL 60x500	COL 80x500	COL 100x500
b [m]	5,00	5,00	5,00	5,00
h [m]	0,40	0,60	0,80	1,00
Ac [m ²]	2,00	3,00	4,00	5,00
N _{ED} [KN]	7195,71	7382,84	7555,74	7733,33
η _k [-]	0,12	0,08	0,06	0,05
γ _o [-]	1,35	1,35	1,35	1,35
M _{RD,sup} [KNm]	2915,88	4857,48	4986,16	4859,92
M _{RD,inf} [KNm]	2984,18	5255,55	5997,22	6870,42
M _{o,sup} [KNm]	3939,56	6557,60	6731,32	6560,89
M _{o,inf} [KNm]	4031,85	7094,99	8096,25	9275,06
V _{c,max} [KN]	1062,86	1820,35	1977,01	2111,46

Tabla 21 Momento de sobre-resistencia y cortante asociado

○ **Comprobación de las secciones dúctiles**

ELU a flexión

Debe verificarse que:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Donde:

M_{Ed} Momento solicitante, combinación sísmica considerando el espectro de respuesta reducido

M_{Rd} Momento último de la sección dúctil

Comprobación secciones dúctiles. Flexión				
	COL 40x500	COL 60x500	COL 80x500	COL 100x500
M _{ED,sup} [KNm]	2915,88	4857,48	4986,16	4859,92
M _{ED,inf} [KNm]	2984,18	5255,55	5997,22	6870,42
M _{RD} [KNm]	3534,43	5927,59	8327,97	10729,36

Tabla 22 Verificación secciones dúctiles. Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales

Se verifica el cumplimiento a flexión en las secciones dúctiles

ELU a cortante

Debe verificarse que:

$$V_c \leq V_{Rd}$$

Donde:

V_c Esfuerzo cortante por capacidad en la rótula, calculado

V_{Rd} Esfuerzo Cortante último según Instrucción de materiales

Comprobación secciones dúctiles. Cortante				
	COL 40x500	COL 60x500	COL 80x500	COL 100x500
V_{cu} [KN]	464,10	577,81	664,02	733,71
V_{su} [KN]	2177,12	3421,19	5268,04	4511,12
V_{RD} [KN]	2641,22	3999,00	5932,06	5244,83
V_c [KN]	1062,86	1820,35	1977,01	2111,46

Tabla 23 Comprobación a cortante en las secciones dúctiles

Se verifica el cumplimiento a cortante en las secciones dúctiles.

○ **Comprobación de las secciones protegidas por capacidad**

Fuera de las rótulas plásticas, el armado vertical de las columnas es la misma en toda su altura, pero la armadura transversal solo colocamos cercos en los bordes de su longitud transversal y separada cada 150mm.

Armadura transversal		
\emptyset_{st}	[mm]	10
St	[mm]	150
nºramas		4
Ast	[cm ² /m]	20,94

Tabla 24 Armadura transversal de la columna fuera de las rótulas

ELU a flexión

Debe verificarse que:

$$M_c \leq M_{Rd}$$

Donde:

M_c Momento por capacidad

M_{Rd} Momento último de la sección, según la instrucción de materiales

Comprobación secciones protegidas por capacidad. Flexocompresión esviada				
	COL 40x500	COL 60x500	COL 80x500	COL 100x500
N_d [KN]	4275,47	4287,87	4316,79	4339,64
M_{xd} [KNm]	2984,18	5255,55	5997,22	6870,42
M_{yd} [KNm]	10975,69	11447,23	11638,69	11735,77
N_u [KN]	4275,47	4287,87	4316,79	4339,64
M_{xu} [KNm]	3200,40	5586,50	8003,20	10565,00
M_{yu} [KNm]	11732,00	12131,00	15481,00	18032,00
γ	1,07	1,06	1,33	1,54

Tabla 25 Comprobación secciones protegidas por capacidad. Flexocompresión esviada

Se verifica el cumplimiento a flexión en las secciones protegidas por capacidad

ELU a cortante

Debe verificarse que:

$$V_C \leq V_{Rd}$$

Donde:

V_C Esfuerzo cortante por capacidad

V_{Rd} Esfuerzo Cortante último según Instrucción de materiales

Comprobación secciones protegidas por capacidad. Cortante				
	COL 40x500	COL 60x500	COL 80x500	COL 100x500
V_{cu} [KN]	263,90	597,20	565,50	716,30
V_{su} [KN]	921,60	1254,10	1510,80	1733,50
V_{RD} [KN]	1185,50	1851,30	2076,30	2449,80
V_C [KN]	1062,86	1820,35	1977,01	2111,46

Tabla 26 Comprobación a cortante de secciones protegidas por capacidad

Se verifica el cumplimiento a cortante en las secciones protegidas por capacidad.

11.4.3. Cálculo estático no lineal. Método del empuje incremental (Pushover)

El pushover es un método estático no lineal en el que analiza la estructura sometida bajo cargas gravitatorias de valor constante y a cargas horizontales que se incrementan de forma monótona, simulando el efecto de la acción sísmica.

El objetivo es cuantificar la capacidad de una estructura para absorber la carga lateral, con la aplicación del pushover obtenemos:

- La secuencia de formación y distribución de las rótulas plásticas.
- La curva de capacidad de la estructura carga-desplazamiento.
- La demanda de deformación local en las rótulas plásticas hasta llegar al desplazamiento máximo provocado por la acción sísmica.

Una vez definido la capacidad de la estructura podemos calcular la respuesta máxima estructural que genera la acción sísmica. Esta respuesta máxima se conoce como el punto de desempeño, punto que se obtendrá por los métodos ATC-40, FEMA-440 y EC-08.

En este apartado se resume brevemente el método y se expone los resultados del pushover y el punto de desempeño, los cálculos del mismo se detallan en el Anejo 6 Cálculo estático no lineal. Pushover y en su Apéndice 1 Procedimiento y resultados Pushover del SAP-2000.

• Acción sísmica

La acción sísmica se representa mediante un sistema de cargas horizontales que producen una deformación similar a la del modo fundamental en la dirección estudiada. Las cargas se aplican de forma incremental mediante escalones de carga.

sección	Mu [KNm]	Fmax [KN]	Fmax/10 [KN]
40x500	3534,43	1885,03	188,50
60x500	5927,59	3161,38	316,14
80x500	8327,97	4441,58	444,16
100x500	10729,36	5722,33	572,23

Tabla 27 Incremento de carga en cada escalón

• Modelo estructural

El modelo utilizado es el mismo modelo de barras del SAP-2000 que los empleados para el diseño del puente bajo acciones permanentes y el Cálculo modal espectral. El modelo además incorpora las rótulas plásticas en los extremos de las columnas por tal de reproducir la no linealidad del material en el modelo.

En la figura siguiente puede observarse las rótulas en el modelo para el análisis del pushover.

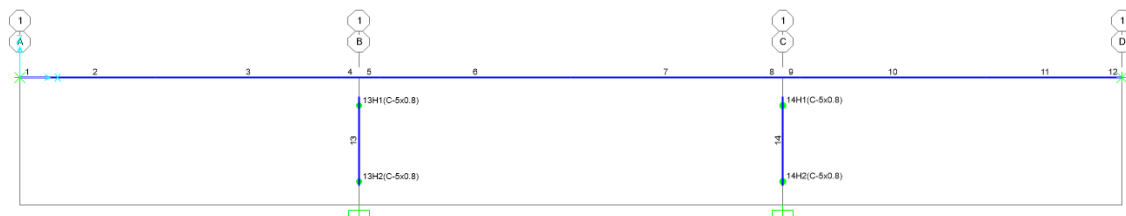


Figura 44 Rótulas plásticas en las columnas (superior e inferior)

• Procedimiento de cálculo y verificación

El procedimiento de cálculo se describe en el Apéndice 1 Procedimiento y resultados Pushover del SAP-2000 en el Anejo 6.

En cuanto a la verificación, se puede considerar que el modelo por el método del empuje incremental es válido cuando el desplazamiento horizontal del punto de control, bajo deformación última, es mayor que el desplazamiento resultante del cálculo modal espectral.

Resultados

Los resultados de la curva de capacidad del pushover se resumen en la tabla siguiente:

Curva de capacidad Fuerza-Desplazamiento								
COLUMNA	40x500		60x500		80x500		100x500	
Escalón [i]	D [m]	V [KN]	D [m]	V [KN]	D [m]	V [KN]	D [m]	V [KN]
0	0,000	0,00	0,000	0,00	0,000	0,00	0,000	0,00
1	0,042	2059,15	0,022	3353,01	0,014	4489,14	0,010	5410,00
2	0,052	2204,24	0,029	3688,22	0,022	5182,84	0,019	6685,71
3	0,054	2215,16	0,031	3714,87	0,023	5225,74	0,020	6740,43
4	0,174	2245,63	0,101	3765,87	0,073	5296,34	0,055	6819,16
5	0,294	2276,11	0,171	3816,87	0,123	5366,94	0,090	6897,88
6	0,414	2306,58	0,241	3867,87	0,173	5437,54	0,125	6976,60
7	0,534	2337,05	0,311	3918,87	0,223	5508,14	0,160	7055,32
8	0,654	2367,52	0,381	3969,87	0,273	5578,73	0,195	7134,04
9	0,774	2397,99	0,451	4020,87	0,323	5649,33	0,230	7212,77
10	0,894	2428,46	0,521	4071,87	0,373	5719,93	0,265	7291,49
11	0,909	2432,45	0,528	4077,45	0,381	5732,05	0,300	7370,21
12	0,925	2425,06	0,539	4058,75	0,392	5688,06	0,307	7387,04
13	1,045	2280,85	0,609	3774,23	0,442	5203,70	0,319	7291,40

14	1,165	2136,63	0,679	3489,72	0,492	4719,33	0,350	6691,75
15	1,200	2094,14	0,700	3406,15	0,500	4639,91	0,000	0,00

Tabla 28 Resultados curva de capacidad del Pushover

A continuación presentamos la superposición de las curvas de capacidad del pushover para los 4 modelos:

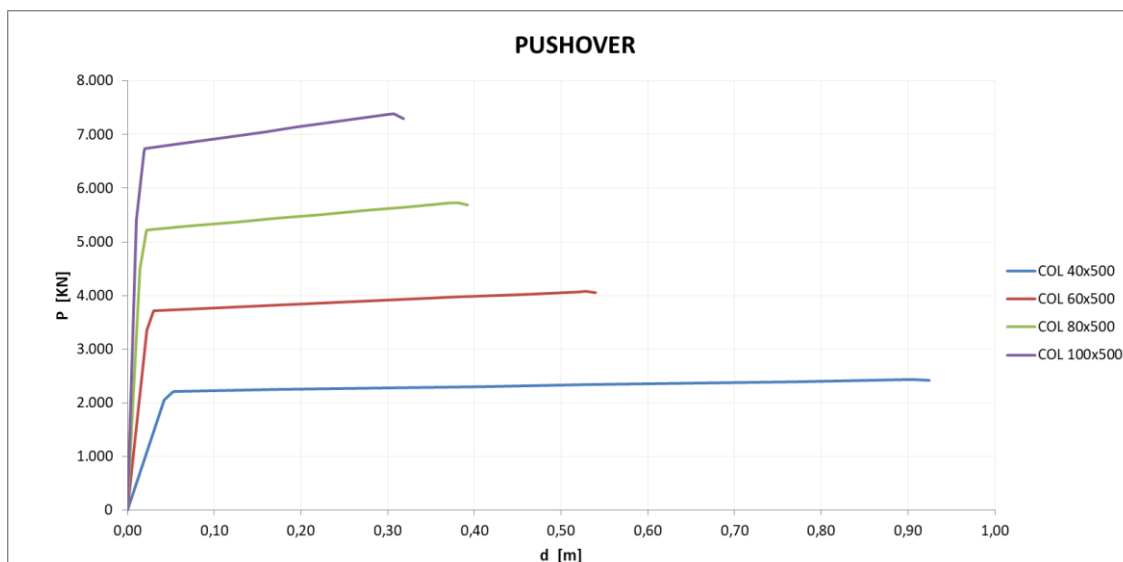


Figura 45 Pushover de la estructura variando la geometría de las columnas

En todos los modelos, la curva de capacidad de la estructura mediante el método del pushover, supera el desplazamiento máximo obtenido por el modal espectral, verificando así el cumplimiento del modelo.

- **Punto de desempeño**

El procedimiento de cálculo se describe en el Anejo 6 Cálculo estático no lineal. Pushover y en su Apéndice 1 Procedimiento y resultados Pushover del SAP-2000, el resumen de los resultados para el nudo de control (nº 9) se observan a continuación:

PERFORMANCE POINT								
COLUMNA	40x500		60x500		80x500		100x500	
Método	D [cm]	V [KN]	D [cm]	V [KN]	D [cm]	V [KN]	D [cm]	V [KN]
ATC-40	10,5	2228,28	5,9	3735,64	3,3	5240,49	1,9	6604,41
FEMA-440	10,7	2228,67	5,7	3733,58	3,3	5239,40	2,0	6740,52
EC2	10,9	2229,22	6,1	3736,75	3,7	5246,18	2,5	6751,79

Tabla 29 Punto de desempeño de la estructura en los diferentes modelos

12.RESUMEN Y CONCLUSIONES

12.1. Resumen del estudio

- Se diseña un puente pórtico integral, empotrado en las pilas y los objetivos son diseñar el pretensado y efectuar un análisis de sensibilidad frente al sismo.

- II. El análisis estructural del pretensado comprende las etapas:
 - a. Prediseño
 - b. Propuesta de trazado
 - c. Análisis estructural del pretensado con el sistema de fuerzas equivalentes
- III. Se ha realizado una verificación en ELS y ELU frente a cargas estáticas.
- IV. Referente a las columnas se realiza 4 modelos cuya armadura se diseña por criterios de cuantías mínimas y separación mínima para zona sísmica con comportamiento de ductilidad alta.
- V. En los extremos de las columnas se zunchan, por tal de dotar confinamiento, aumentar su capacidad de deformación y en definitiva aumentar la ductilidad de las rótulas plásticas en las columnas.
- VI. Los análisis sísmicos efectuados son:
 - a. Método de cálculo modal espectral para una aceleración de cálculo $a_c = 0,25g$ y terreno tipo III (terreno granular de compacidad media o cohesivo de consistencia firme)
 - b. Método de cálculo del empuje incremental "pushover" donde se determina la curva de capacidad de la estructura y se obtiene el punto de desempeño por los métodos ATC-40 y EC-8

12.2. Conclusiones parciales

- I. Desde el punto de vista docente he aprendido a diseñar un puente completo en un tablero pretensado y sus pilas sometidas a acciones sísmicas.
- II. Desde el punto de vista de la respuesta sísmica, el análisis de sensibilidad se realiza para 4 modelos de columnas que se destaca los resultados en los puntos siguientes.
- III. Momento-Curvatura (M-C) Multilineal: Los cálculos se detallan en el Apéndice 2 Cálculo de Rótulas plásticas, en el Anejo 5 Cálculo modal espectral. Se presenta una tabla con el resumen de los resultados y la gráfica de la comparativa de M-C Multilineal de las columnas.

	M-C Multilineal											
	40x500			60x500			80x500			100x500		
	ϕ [rad/m]	M [KNm]	μ	ϕ [rad/m]	M [KNm]	μ	ϕ [rad/m]	M [KNm]	μ	ϕ [rad/m]	M [KNm]	μ
	0	0		0	0		0	0		0	0	
Fisuración	8,81E-04	671,23		5,05E-04	1297,73		3,48E-04	2120,36		2,63E-04	3137,00	
Plastificación	1,06E-02	3638,92	1,00	6,15E-03	5892,97	1,00	4,31E-03	8168,17	1,00	3,30E-03	10457,27	1,00
Pérdida recub.	4,54E-02	3763,77	4,29	4,53E-02	6157,84	7,37	4,53E-02	8560,07	10,51	4,52E-02	10965,39	13,70
Rotura sección	2,50E-01	3534,43	23,69	1,44E-01	5927,59	23,40	1,01E-01	8327,97	23,47	7,80E-02	10729,36	23,63

Tabla 30 Momento curvatura multilineal de las columnas

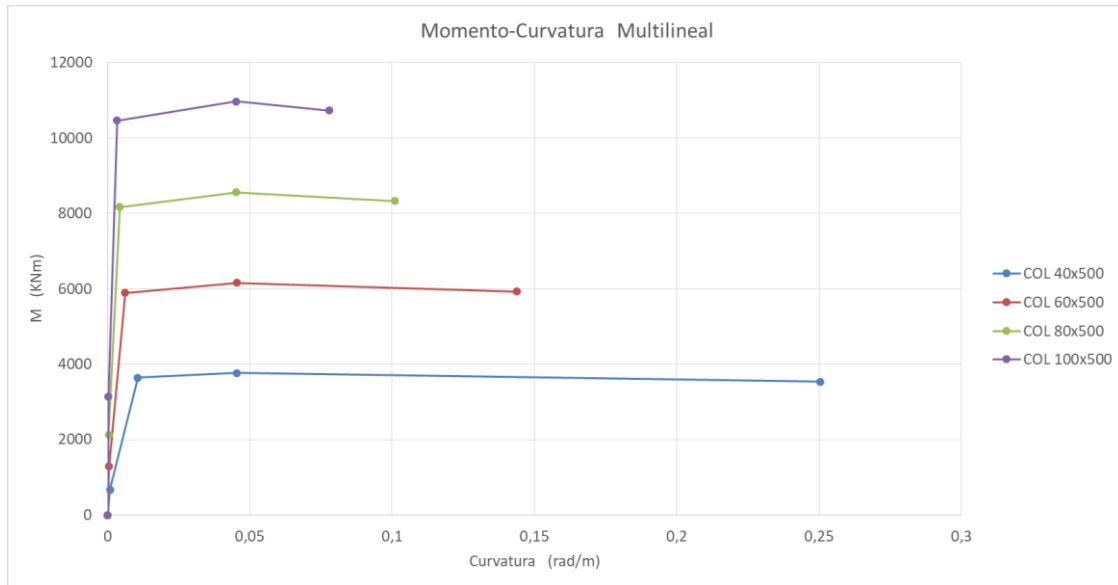


Figura 46 Momento curvatura multilineal de las columnas

En el gráfico se puede observar cómo va aumentando el momento resistente cuanto más robusta son las columnas, y como va reduciendo drásticamente la curvatura en la zona plástica en el tramo no lineal.

- IV. Ductilidad de curvatura: A continuación se presenta el gráfico de barras comparativo de ductilidad de curvatura de las columnas teniendo en cuenta o no el efecto del confinamiento.

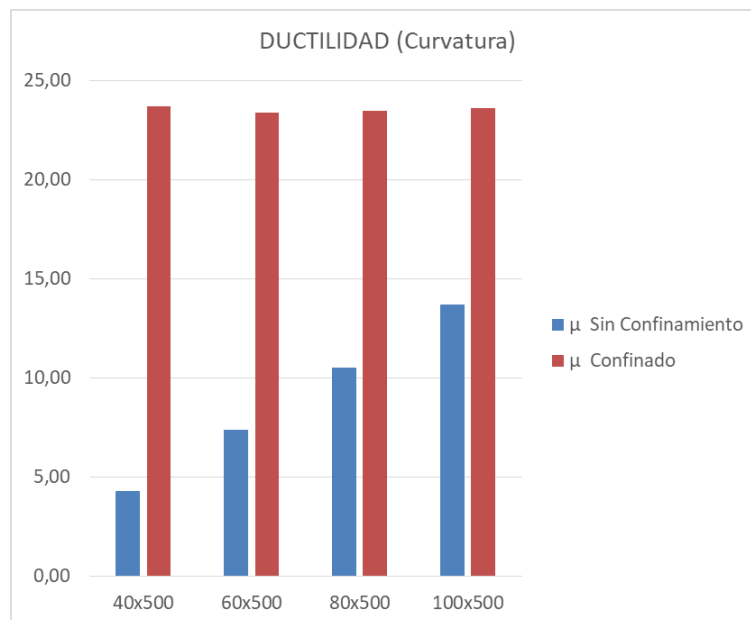


Figura 47 Ductilidad de curvatura con y sin confinamiento

Del gráfico comparativo de ductilidad con confinamiento y sin confinamiento, podemos observar 3 aspectos muy importantes.

- El primer aspecto claro, es el gran aumento de la ductilidad de curvatura con confinamiento con respecto a la ductilidad sin confinamiento de las columnas.
- El segundo aspecto es que la ductilidad de curvatura sin confinamiento, al aumentar el canto de la columna aumenta progresivamente su ductilidad.
- El tercer aspecto es que la ductilidad de curvatura con confinamiento en aumentar el canto de las columnas permanece prácticamente constante.

Cabe destacar que aunque aumente la ductilidad notablemente si se tiene en cuenta el confinamiento de la columna, no hay un aumento significativo en el momento resistente ya sea con confinamiento o sin confinamiento. Este aspecto puede apreciarse en el gráfico de momento curvatura M-C multilíneal.

- V. Momento-Curvatura Elastoplástica: Para el análisis sísmico se considera un comportamiento no lineal simplificado de forma elastoplástica bilíneal. Se presenta la tabla y el gráfico de momento-curvatura elastoplástica perfecta de los 4 modelos, que es una simplificación del modelo multilíneal a un modelo bilíneal.

M-C Elastoplástica Perfecta												
40x500				60x500			80x500			100x500		
	ϕ	M	μ	ϕ	M	μ	ϕ	M	μ	ϕ	M	μ
	[rad/m]	[KNm]		[rad/m]	[KNm]		[rad/m]	[KNm]		[rad/m]	[KNm]	
	0	0		0	0		0	0		0	0	
Plastificación	1,03E-02	3534,43	1,00	6,19E-03	5927,59	1,00	4,39E-03	8327,97	1,00	3,39E-03	10729,36	1,00
Rotura sección	2,50E-01	3534,43	24,39	1,44E-01	5927,59	23,26	1,01E-01	8327,97	23,02	7,80E-02	10729,36	23,03

Tabla 31 Momento curvatura elastoplástica perfecta de las columnas

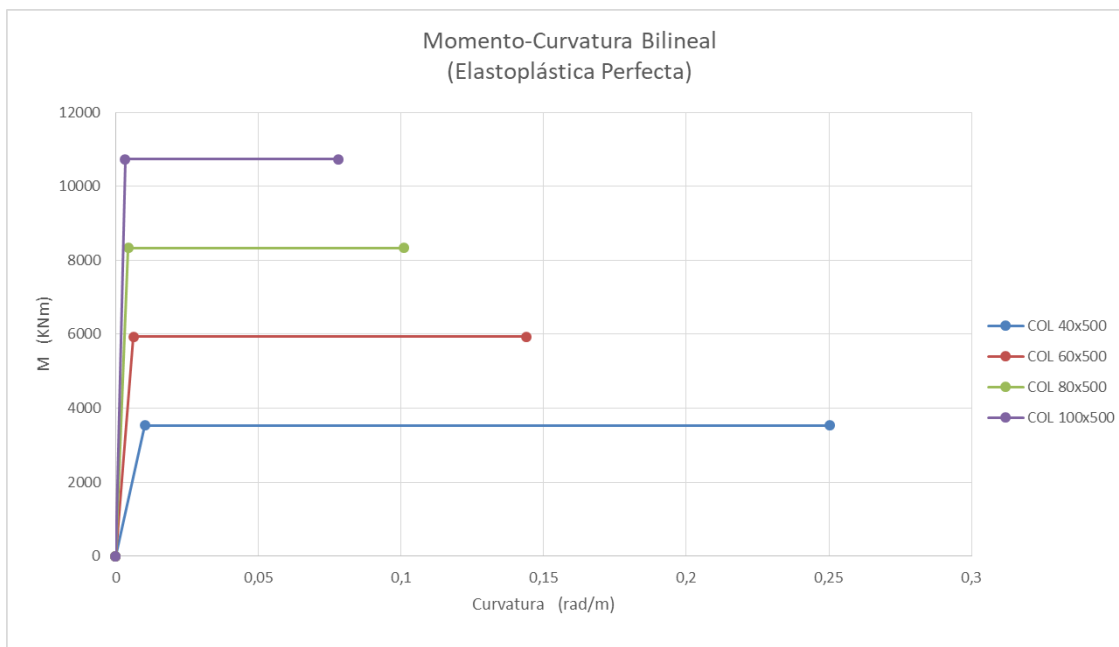


Figura 48 Momento-Curvatura elastoplástica perfecta de las columnas

- VI. Capacidad Momento-Rotación: Transformación de M-C a M- θ , resultado que se obtiene de multiplicar la curvatura por la longitud de la rótula plástica. La capacidad de rotación plástica de las rotulas, es la diferencia entre la rotación última y la rotación de inicio de plastificación. Se presenta el gráfico de M- θ de las secciones y la tabla con las longitudes de las rótulas plásticas y rotación plástica de los 4 modelos.

sección	Lp [mm]	θ_p [rad]
40x500	567	1,36E-01
60x500	577	7,95E-02
80x500	597	5,77E-02
100x500	627	4,67E-02

Tabla 32 Rotación plástica y longitud de las rótulas de las columnas

	M-C Elastoplástica Perfecta											
	40x500			60x500			80x500			100x500		
	Θ	M	μ	Θ	M	μ	Θ	M	μ	Θ	M	μ
	[rad/m]	[KNm]		[rad/m]	[KNm]		[rad/m]	[KNm]		[rad/m]	[KNm]	
	0	0		0	0		0	0		0	0	
Plastificación	5,82E-03	3534,43	1,00	3,57E-03	5927,59	1,00	2,62E-03	8327,97	1,00	2,12E-03	10729,36	1,00
Rotura sección	1,42E-01	3534,43	24,39	8,31E-02	5927,59	23,26	6,03E-02	8327,97	23,02	4,89E-02	10729,36	23,03

Tabla 33 Momento-Rotación elastoplástica perfecta de las columnas

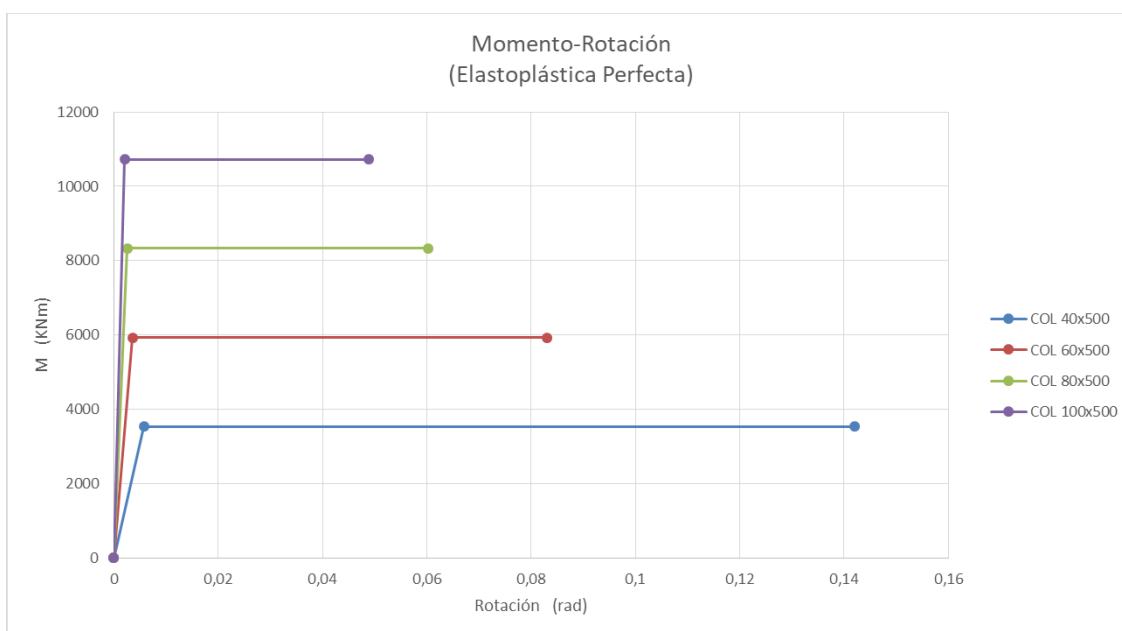


Figura 49 Momento-Rotación elastoplástica perfecta de las columnas

- VII. Pushover: Los cálculos se detallan en el Anejo 6 Cálculo estático no lineal pushover y en su Apéndice 1 Procedimiento y resultados del pushover. Se presenta la superposición de las curvas de capacidad del empuje incremental para los 4 modelos de la estructura respecto la dirección longitudinal.

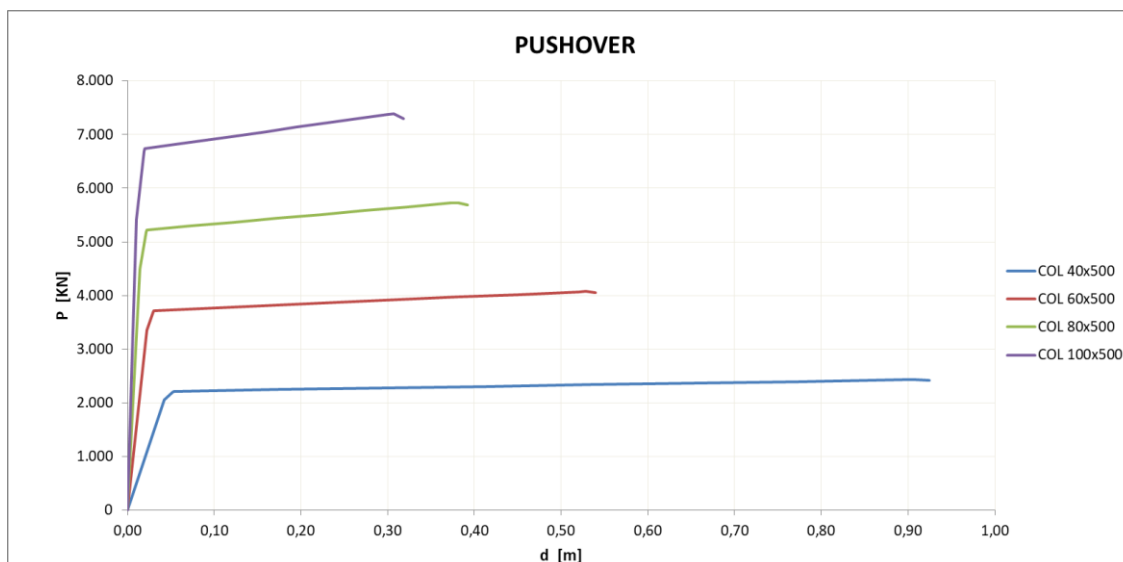


Figura 50 Pushover de la estructura variando la geometría de las columnas

Del gráfico podemos apreciar una notable relación en la fuerza de corte y el desplazamiento asociado cuando se varía el espesor de las columnas. Al aumentar la esbeltez de las columnas de hormigón armado confinado, vemos claramente un aumento importante de la capacidad de desplazamiento en rango no lineal y se reduce notablemente la fuerza de corte que pueden recibir. Dicho de otra manera, las columnas cuanto más dimensión, tiene mayor resistencia, pero se ve reducido su desplazamiento último.

En el límite, una columna potente tendrá una gran capacidad resistente, con un comportamiento principalmente elástico, pero su rotura será frágil, sin apenas tramo de plastificación. En el otro extremo, las columnas con mayor esbeltez tendrán una menor resistencia al corte en rango elástico, pero tendrán una deformación mayor en el rango no lineal (plasticidad), permitiendo mayores desplazamientos y disipación de energía.

Como era de esperar el aumento de esbeltez (y un armado importante) genera un aumento en la ductilidad de rotación de las rótulas plásticas, permitiendo así un mayor desplazamiento en la estructura global.

Una interpretación en términos de energía sería que, al aumentar la ductilidad de la estructura, aumentamos su capacidad de desplazamiento, es decir, aumentamos la capacidad de disipación de energía en la estructura, aumentando su deformación.

- VIII. **PUNTO DE DESEMPEÑO (Performance Point):** Es el punto de máximo efecto de la acción sísmica sobre la estructura. Se presenta una tabla resumen de los Puntos de desempeño aplicando los métodos ATC-40, FEMA-440, EC-8 por tal de comparar los resultados de los métodos y analizar la tendencia de este punto cuando variamos la geometría de la columna en los modelos.

PERFORMANCE POINT								
COLUMNA	40x500		60x500		80x500		100x500	
Método	D [cm]	V [KN]	D [cm]	V [KN]	D [cm]	V [KN]	D [cm]	V [KN]
ATC-40	10,5	2228,28	5,9	3735,64	3,3	5240,49	1,9	6604,41
FEMA-440	10,7	2228,67	5,7	3733,58	3,3	5239,40	2,0	6740,52
EC2	10,9	2229,22	6,1	3736,75	3,7	5246,18	2,5	6751,79
Modal Esp.	11,3	1573,35	7,5	2696,81	5,3	2928,87	4,2	3127,82

Tabla 34 Punto de desempeño de la estructura en los diferentes modelos

Se ha incluido en la tabla los valores correspondiente al cálculo modal espectral, siendo los desplazamientos corregidos que genera el sismo con un coeficiente de comportamiento $q=3,5$ y respecto al cortante en la base, se ha multiplicado x2 para obtener la fuerza horizontal total. Este método es la referencia de cálculo de partida, obteniendo desplazamientos ligeramente superiores y fuerza horizontal bastante inferiores respecto a los métodos del pushover.

Respecto al pushover, aunque los métodos de obtención del punto de desempeño son diferentes, el resultado es muy similar en todos los métodos. Analizando la tendencia del desplazamiento y cortante basal en los diferentes modelos, se observa que cuanto más esbelta son las columnas, mayor desplazamiento de demanda y menor fuerza de corte en la base son requeridas, es decir, que el punto de desempeño cae y va desplazándose a la derecha. Esto puede apreciarse en el siguiente gráfico.

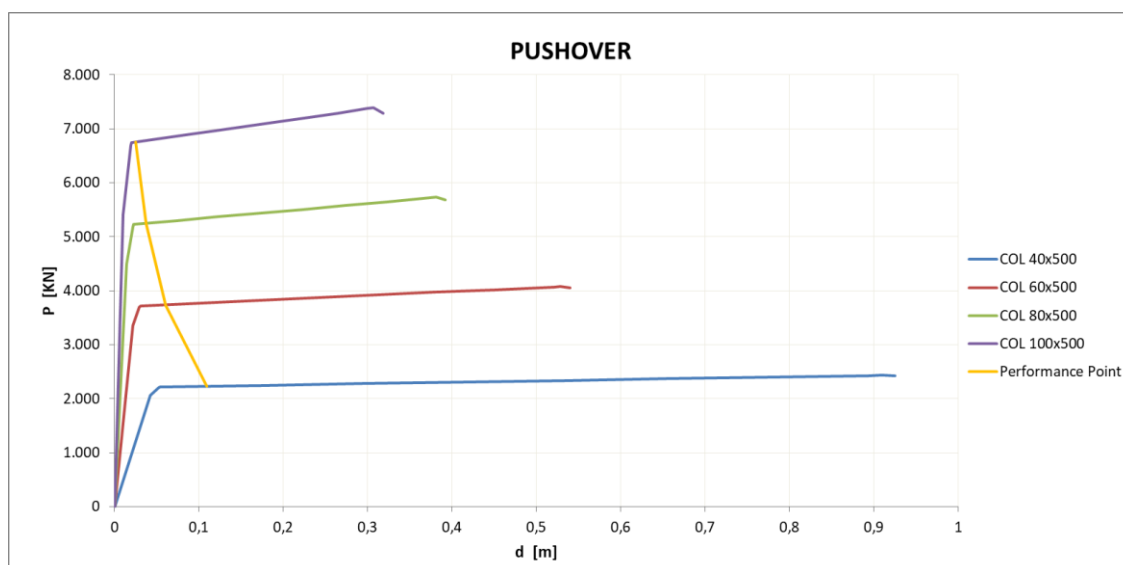


Figura 51 Punto de desempeño de la estructura en el pushover en los diferentes modelos

En el gráfico también puede observarse que en todos los casos las rótulas han plastificado entrando en rango no lineal, y que en todos los casos su capacidad de deformación es superior a la demanda.

- IX. Desplazamiento capacidad-demanda y cedencia-demanda: Se presenta una tabla con los valores del punto de cedencia y el colapso de las columnas de la curva de capacidad de todos los modelos para poder realizar la comparativa de desplazamientos de capacidad-demanda y desplazamiento de cedencia-demanda.

PUSHOVER								
COLUMNA	40x500		60x500		80x500		100x500	
	D	V	D	V	D	V	D	V
	[cm]	[KN]	[cm]	[KN]	[cm]	[KN]	[cm]	[KN]
Punto de cedencia	4,7	2229,2	2,5	3736,75	1,7	5246,2	1,4	6751,79
Colapso rótula	90,9	2432,45	52,8	4077,447	38,1	5732,05	30,7	7387,04

Tabla 35 Punto de cedencia y rotura de la estructura en todos los modelos

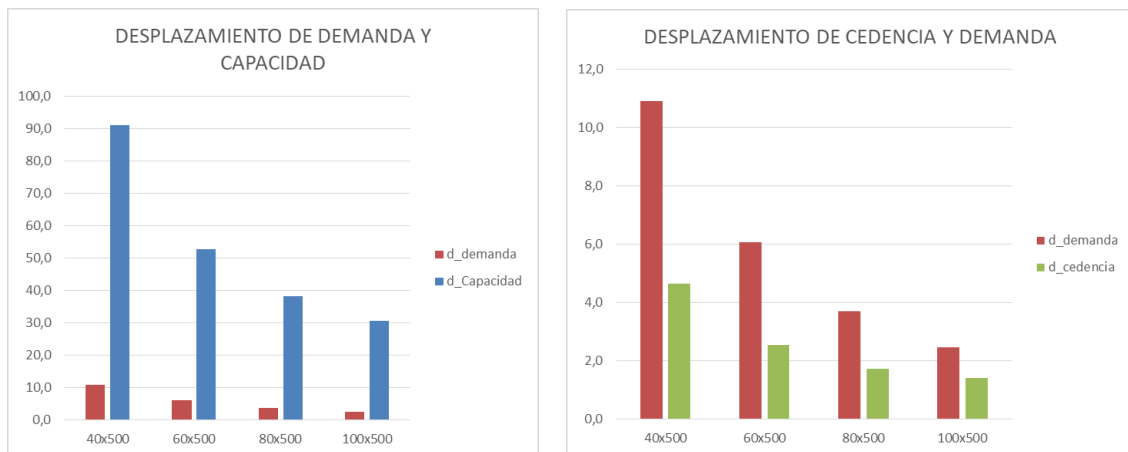


Figura 52 Comparativa de desplazamiento de demanda-capacidad y desplazamiento de demanda-cedencia

En el gráfico se puede apreciar mejor el margen en cuanto al desplazamiento de demanda sísmica y la capacidad de deformación de la estructura.

Puede apreciarse que el desplazamiento de demanda en todas las columnas, es superior al desplazamiento de 1ra cedencia o inicio de plastificación, comprobando así que en todos los casos las rótulas han plastificado. Es notable observar que, aunque los desplazamientos de demanda sísmica van aumentando y los de desplazamientos de cedencia también, la diferencia de desplazamientos demanda-cedencia que hay entre la columna más esbelta y la columna de mayor espesor es mucho mayor cuanto más esbelta es la columna.

Puede observarse que la columna de 100x500 la diferencia entre desplazamiento demanda-cedencia es mínima, es decir que la rótula apenas ha plastificado. Si aumentáramos más la sección de la columna, la rótula no plastificaría y trabajaría en rango elástico.

- X. En definitiva, para un puente con pilas empotradas al tablero, aprovechando las propiedades y características del hormigón armado con confinamiento en rango no lineal, aumentamos notablemente su capacidad de deformación de la sección permitiendo así aumentar la ductilidad de la estructura y disipar mejor la energía generada por el sismo.

12.3. Conclusión final

Podemos concluir que con un buen armado y confinamiento de las columnas, cuanto más esbelta son las columnas, mayor capacidad de deformación tiene la estructura, reducimos el cortante que tiene que soportar la columna en la base y resulta un buen sistema de disipación de la acción sísmica.

13. DOCUMENTOS QUE INTEGRAN EL TRABAJO

MEMORIA

ANEJOS

Anejo 1. Guía del modelo estructural empleado con el SAP-2000

Anejo 2. Cálculo Pretensado

Anejo 3. Cálculo en situación permanente

Anejo 4. Acción sísmica. Espectro de respuesta elástica

Anejo 5. Cálculo modal espectral

Apéndice 1. Resultados combinación sísmica modal espectral

Apéndice 2. Cálculo rótula plástica

Anejo 6. Cálculo estático no lineal. PUSHOVER

Apéndice 1. Procedimiento y resultados Pushover del SAP-2000

PLANOS

14. BIBLIOGRAFÍA

Aparicio Bengoechea, Angel C., (2017-2018), Apuntes y diapositivas del curso de puentes del Master en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Catalunya, Barcelona, España.

Ramos Schneider, G. y Casas Rius, Turmo Coderque, Jose, (2017-2018), Apuntes y diapositivas del curso de puentes avanzados del Master en Ingeniería Estructural y de la construcción, Universidad Politécnica de Catalunya, Barcelona, España.

Bairán Garcia, Jesús M., (2017-2018), Apuntes y diapositivas del curso Diseño y evaluación sismorresistente de estructuras del Master en Ingeniería Estructural y de la construcción, Universidad Politécnica de Catalunya, Barcelona, España.

Marí Bernat, Antonio, (2018-2019) Apuntes y diapositivas del curso de análisis y comportamiento no lineal de estructuras de hormigón del Master en Ingeniería Estructural y de la construcción, Universidad Politécnica de Catalunya, Barcelona, España.

Marí Bernat, Antonio, (2017-2018) Apuntes y diapositivas del curso fundamentos del proyecto de estructuras de hormigón pretensado del Master en Ingeniería Estructural y de la construcción, Universidad Politécnica de Catalunya, Barcelona, España.

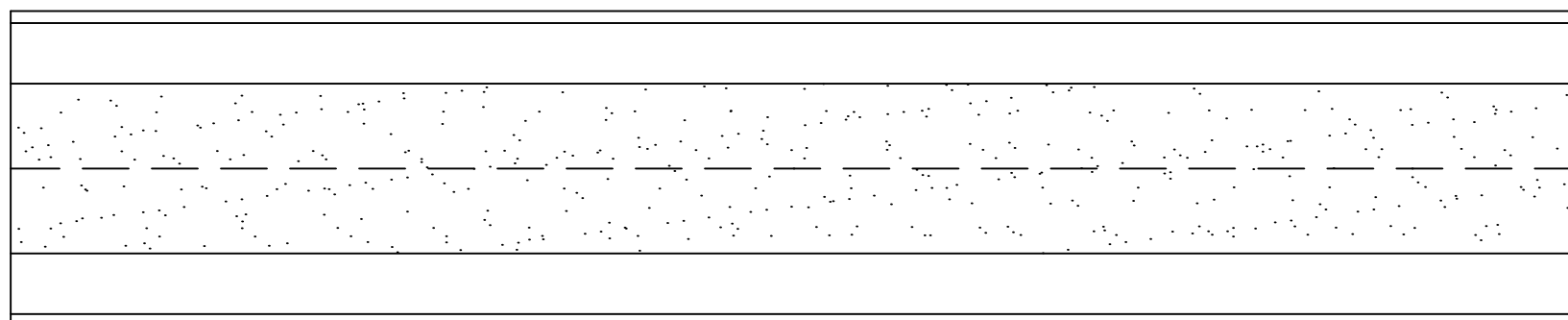
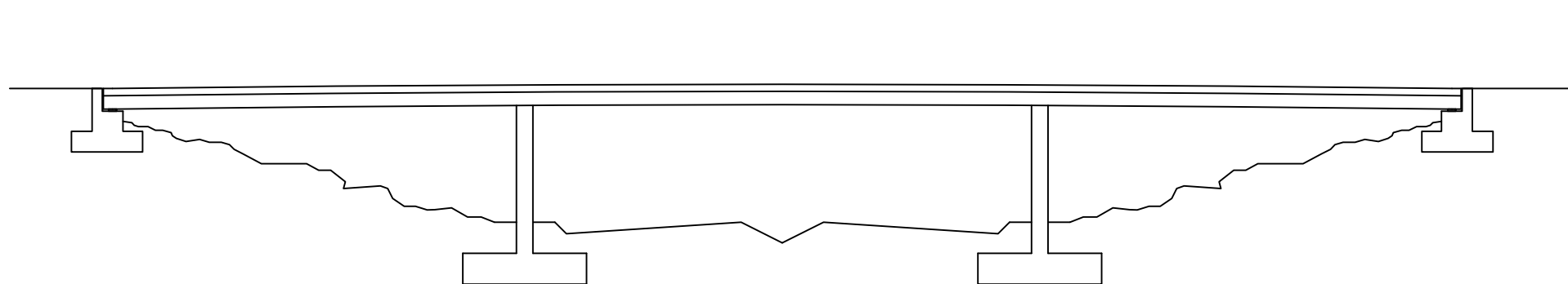
Ministerio de Fomento (1998), IAP-11, Instrucción sobre las Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera, Dirección General de Carreteras, España.

Ministerio de Fomento, (2008), EHE-08, Instrucción de hormigón estructural, Secretaria general técnica, España.

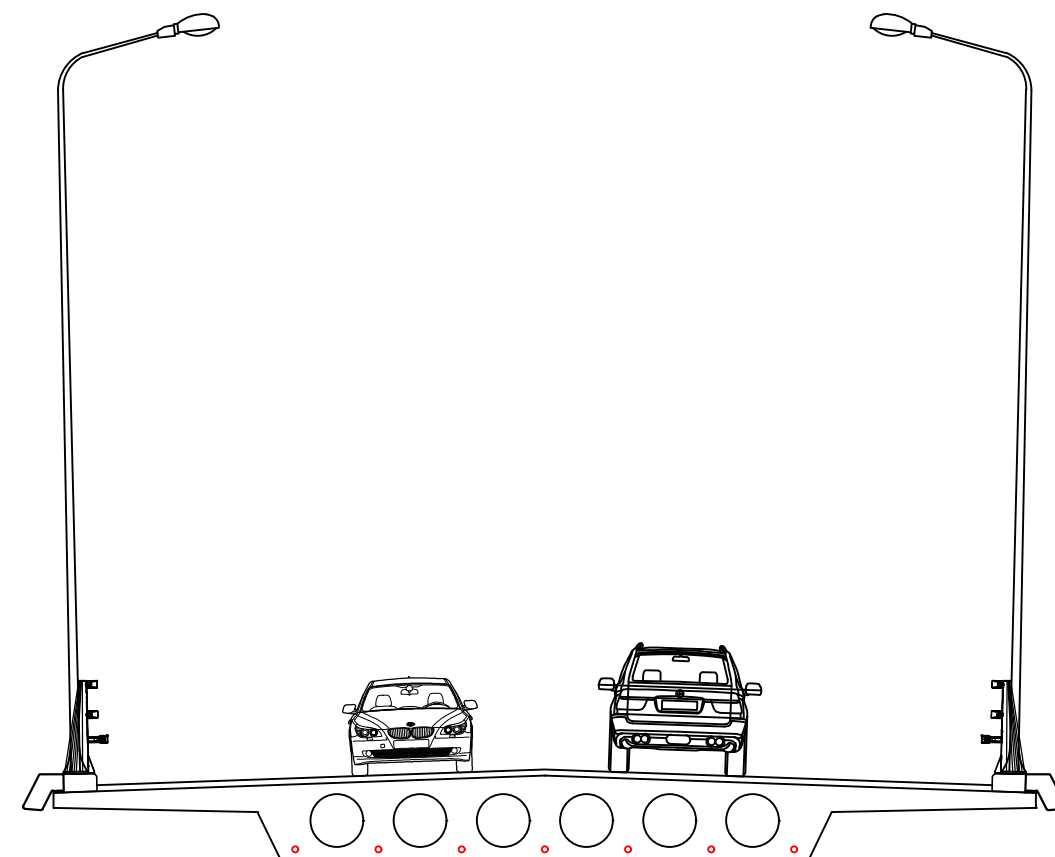
Ministerio de Fomento, (2008), NCSP-07, Norma de construcción sismorresistente de puentes, España.

Comité europeo de normalización, (2005), EC8-02 Proyecto de estructuras Sismorresistente. Puentes

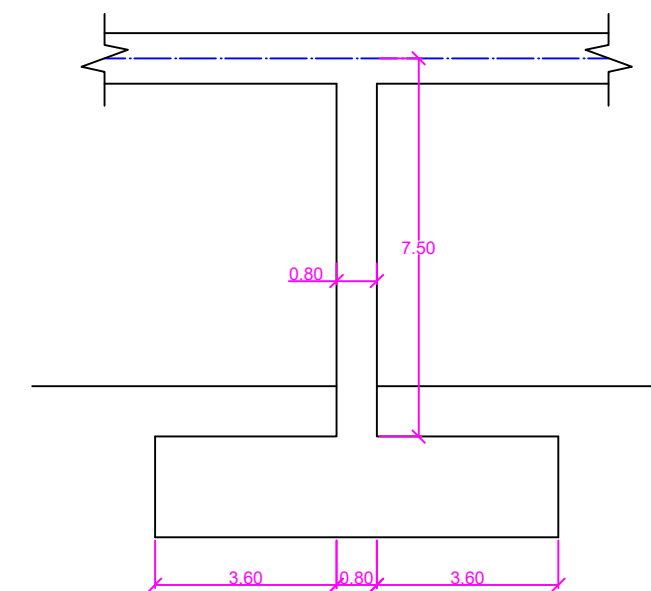
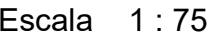
Applied Technology Council, ATC-40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings.

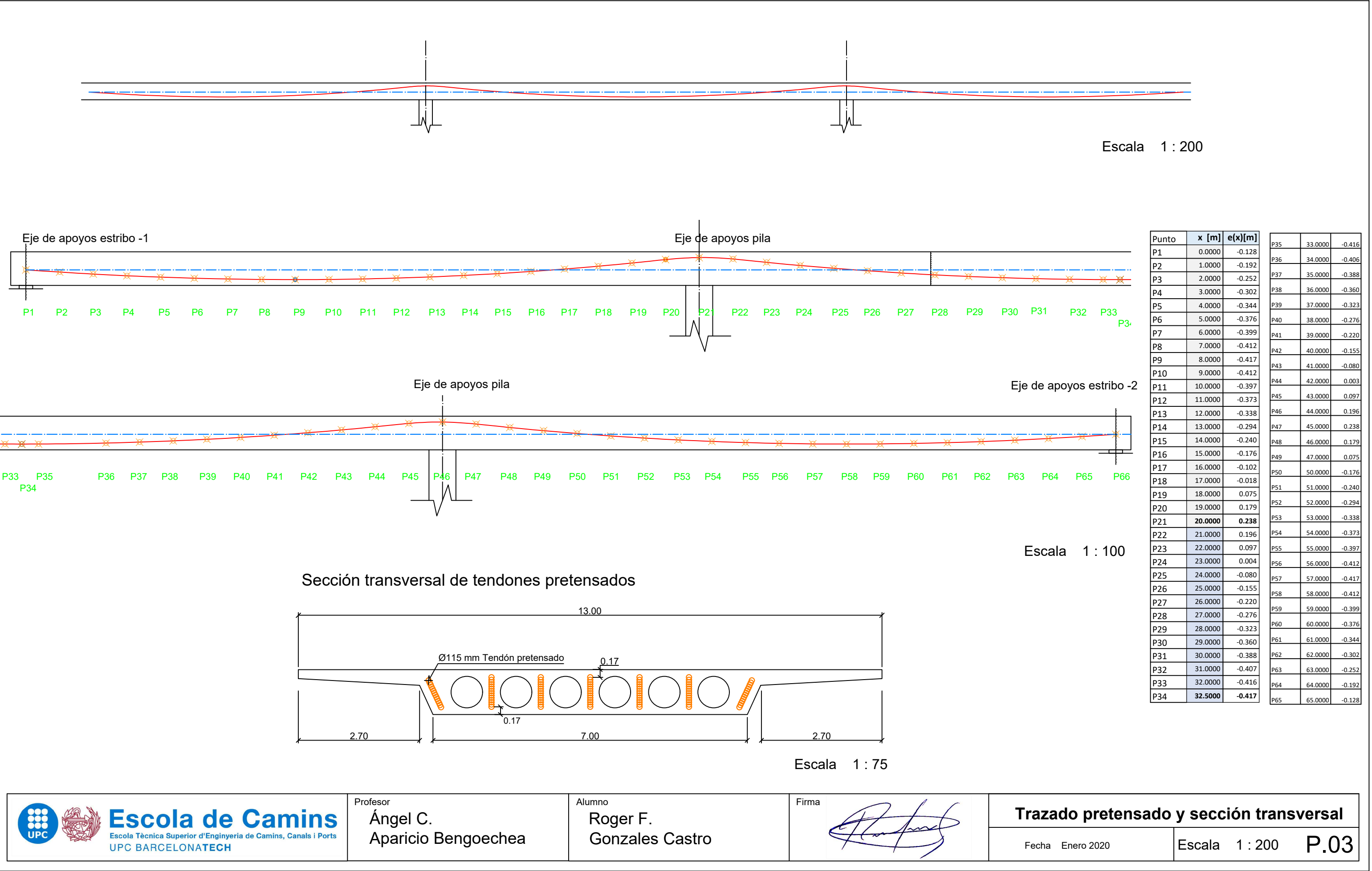


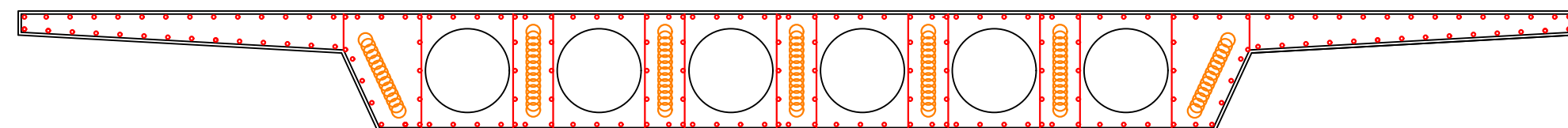
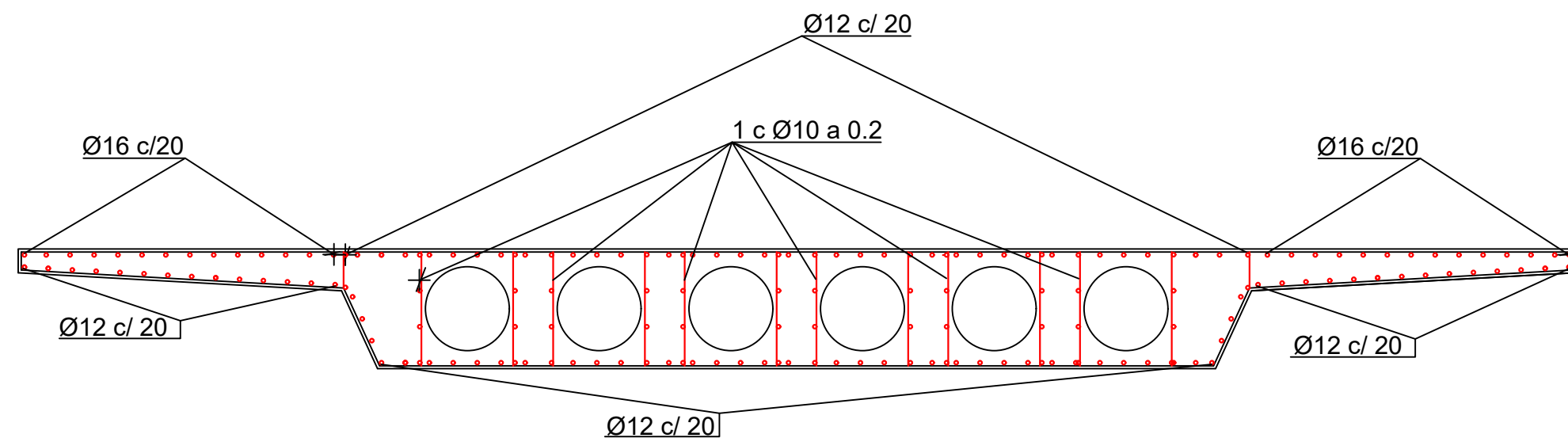
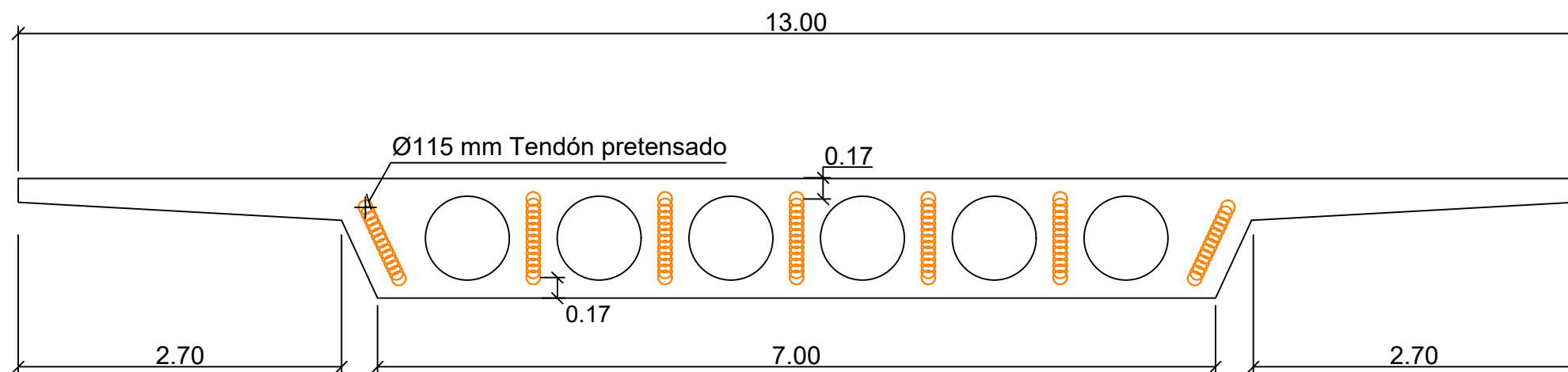
Barrera
Arcén
Calzada
Calzada
Arcén
Barrera



Escala 1 : 100



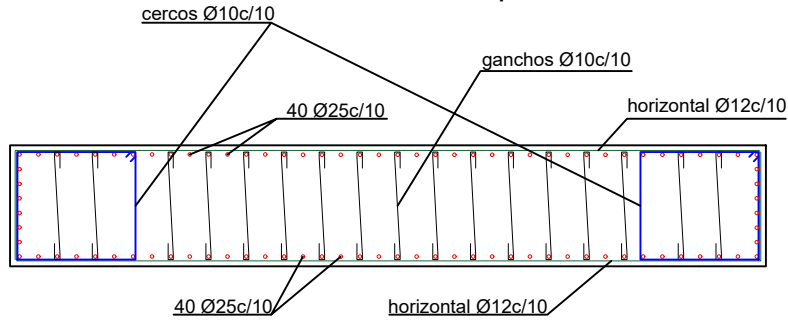




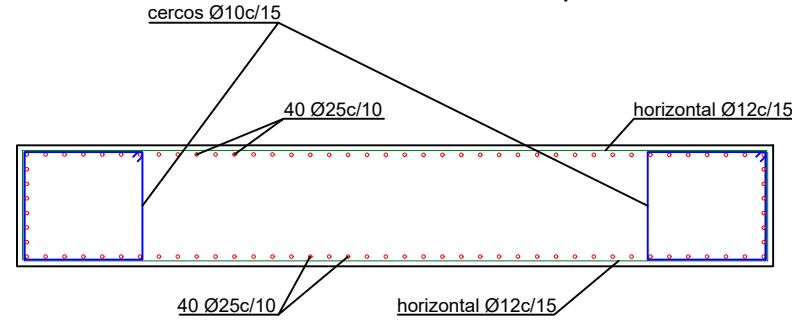
CUADRO DE MATERIALES

MATERIAL	DEFINICIÓN		NIVEL DE CONTROL	RECUBRIMIENTO ARMADURAS
Hormigón	Tablero	HP-45/B /20/lia	Estadístico	50 [mm]
Acero	Armadura pasiva	B500S	Normal	-
Acero	Armadura activa	Y1860-S 7	Normal	-
Ejecución	Todos los elementos indicados		Intenso	-

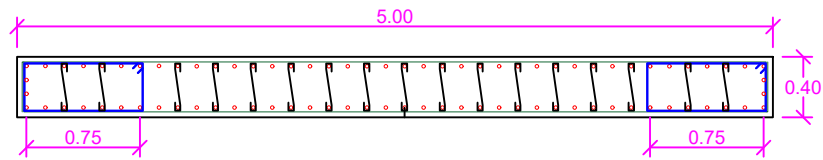
Armadura Tipo para armado longitudinal y transversal en rótula plástica



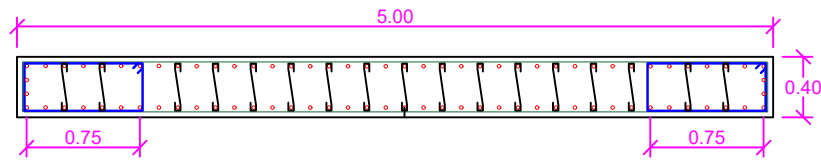
Armadura Tipo para armado longitudinal y transversal fuera de la rótula plástica



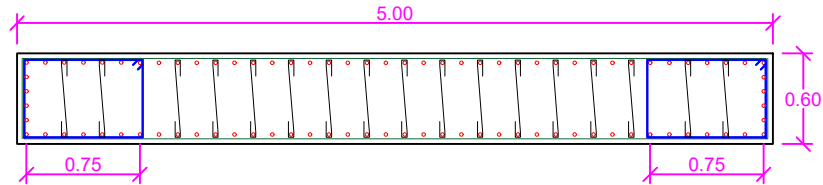
Geometría y armado Columna 40x500



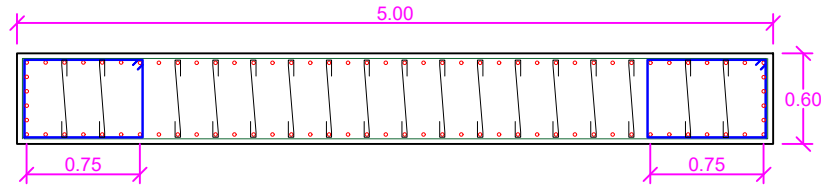
Geometría y armado Columna 40x500



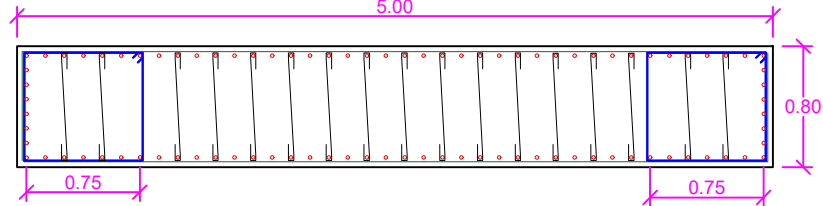
Geometría y armado Columna 60x500



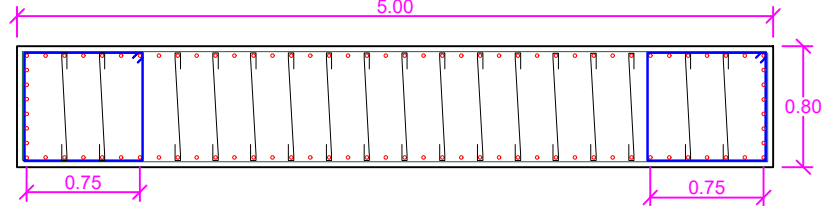
Geometría y armado Columna 60x500



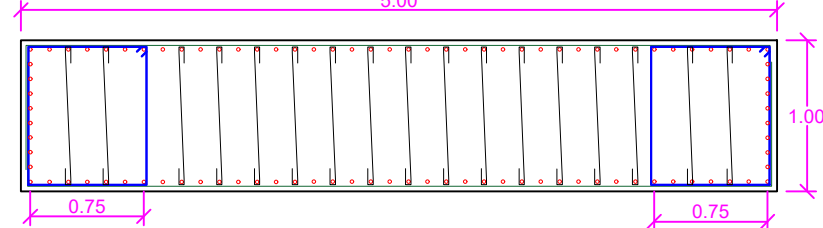
Geometría y armado Columna 80x500



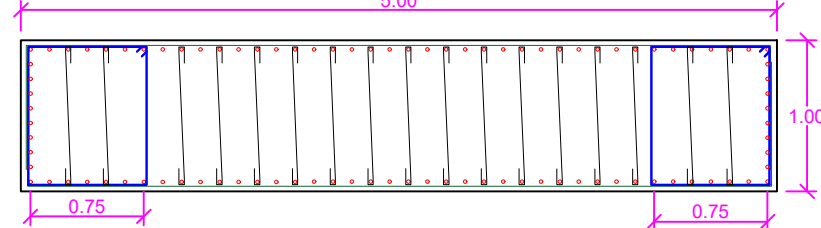
Geometría y armado Columna 80x500



Geometría y armado Columna 100x500

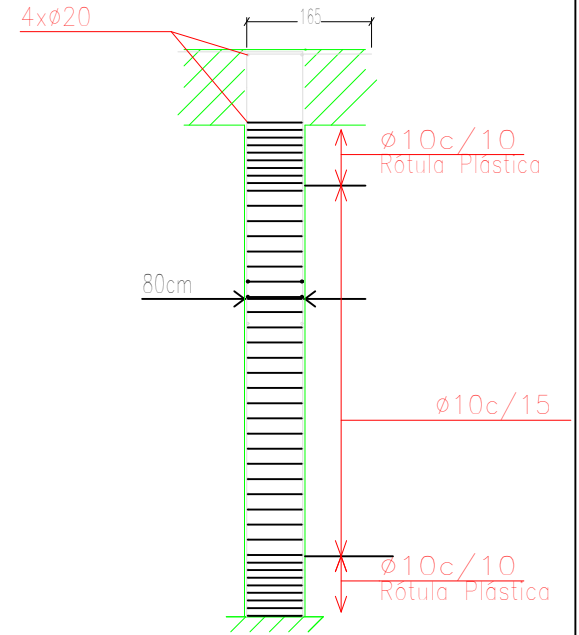
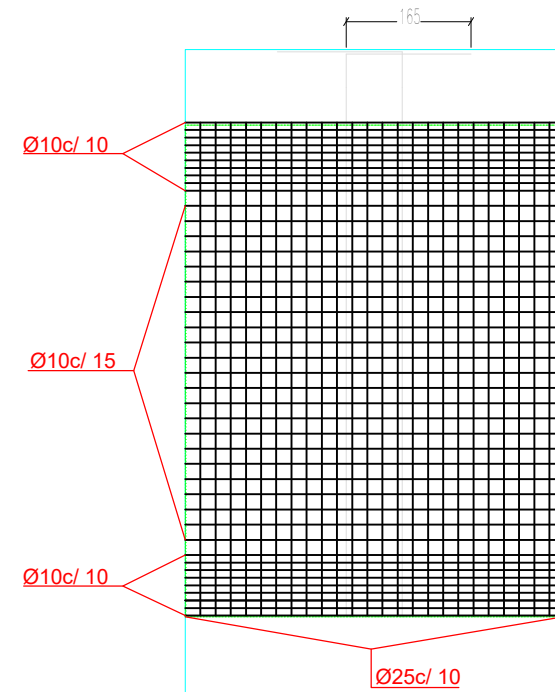


Geometría y armado Columna 100x500



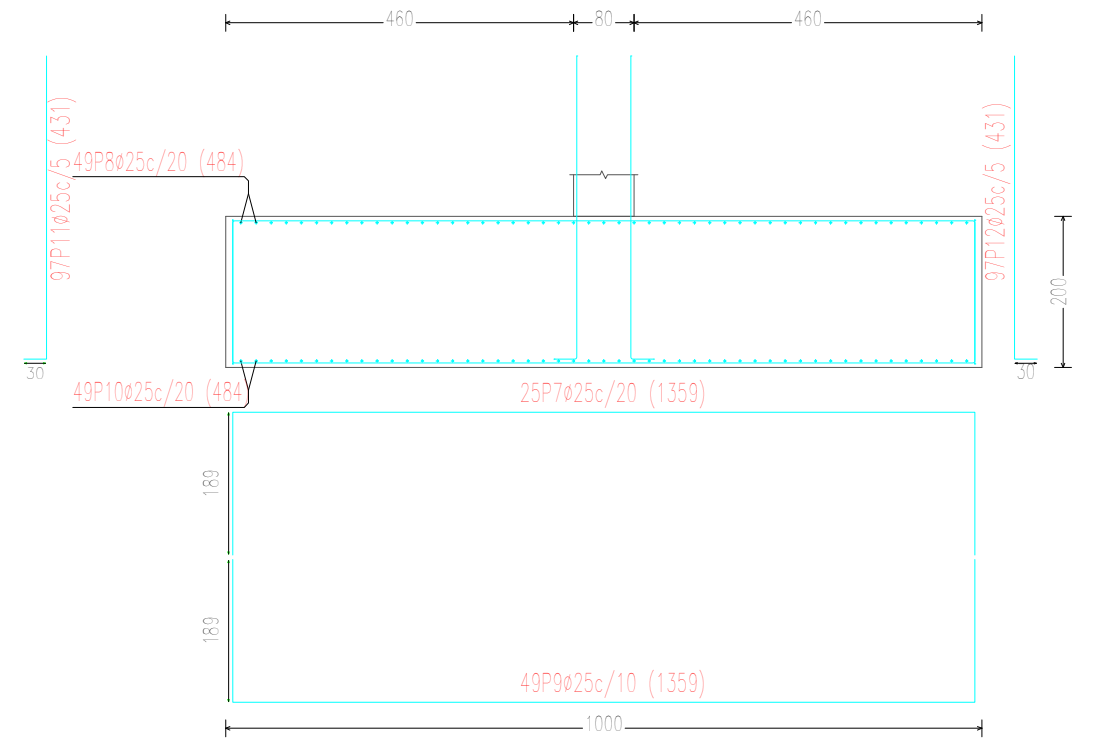
Escala 1 : 50

Armado pilas



Escala 1 : 100

Cimentación



Escala 1 : 100